



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN MODIFIKASI GEDUNG
KANTOR GRAHA DCP MENGGUNAKAN
SISTEM PRATEGANG SERTA PELAT
PRACETAK**

FAISAL HAMDAN
NRP 3111 100 058

DOSEN PEMBIMBING I
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017



FINAL PROJECT – RC14 1501

**MODIFICATION DESIGN OF GRAHA DCP
OFFICE BUILDING USING PRESTRESSED
SYSTEM AND PRECAST PLATE**

FAISAL HAMDAN
NRP 3111 100 058

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

Major Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environment and Earth
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017

**PERENCANAAN MODIFIKASI GEDUNG KANTOR
GRAHA DCP JAKARTA MENGGUNAKAN SISTEM
BALOK PRATEGANG SERTA PELAT PRACETAK**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

FAISAL HAMDAN

NRP. 3111 100 058

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph. D
NIP 197003271997021001

Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP 195004031976031003

**SURABAYA
DESEMBER,2017**

PERENCANAAN MODIFIKASI GEDUNG KANTOR GRAHA DCP MENGGUNAKAN SISTEM PRATEGANG SERTA PELAT PRACETAK

Nama Mahasiswa

: Faisal Hamdan

NRP

: 31 11 100 058

Jurusan

: Teknik Sipil ITS

Dosen Pembimbing

: Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D

Prof. Dr. Ir. IGP. Raka, DEA

ABSTRAK

Ruang perkantoran di Jakarta terus mengalami pertumbuhan. Gedung perkantoran bertujuan sebagai tempat yang menampung orang dalam jumlah besar, sehingga memikul beban yang besar pula. Perencanaan pembangunan gedung kantor Graha DCP yang berada di kawasan Lenteng Agung Jakarta yang menggunakan struktur rangka baja. Gedung ini memiliki denah tipikal pada mayoritas lantainya, sehingga penggunaan struktur rangka baja menjadi tidak efisien.

Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi gedung kantor Graha DCP setinggi 12 lantai yang semula menggunakan metode rangka baja menjadi metode prategang, serta metode pracetak (precast) untuk pelat lantai. Perencanaan gedung tetap menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan lateral dipikul oleh rangka.

Konsep desain dan metode analisa struktur yang digunakan adalah SNI 03 – 2847 – 2013 dan SNI 03 – 1726 – 2012. Dalam penyelesaian perhitungan perencanaan struktur ini, menggunakan metodologi studi pustaka, pengumpulan data, pemodelan alternatif dan penyelesaian. Diharapkan dari perhitungan perencanaan struktur ini dapat diaplikasikan di lapangan dan untuk keperluan analisa dalam perencanaan bangunan perkantoran selanjutnya. Dengan adanya perencanaan ini diharapkan dapat menghasilkan perencanaan struktur gedung tingkat tinggi yang efisien.

Kata kunci : Gedung Perkantoran, Metode Prategang, Metode Pracetak, SRPMK

MODIFICATION DESIGN OF GRAHA DCP OFFICE BUILDING USING PRESTRESSED SYSTEM AND PRECAST PLATE

Student Name

: Faisal Hamdan

PRN

: 31 11 100 058

Department

: Civil Engineering ITS

Advisors

: Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D

Prof. Dr. Ir. IGP. Raka, DEA

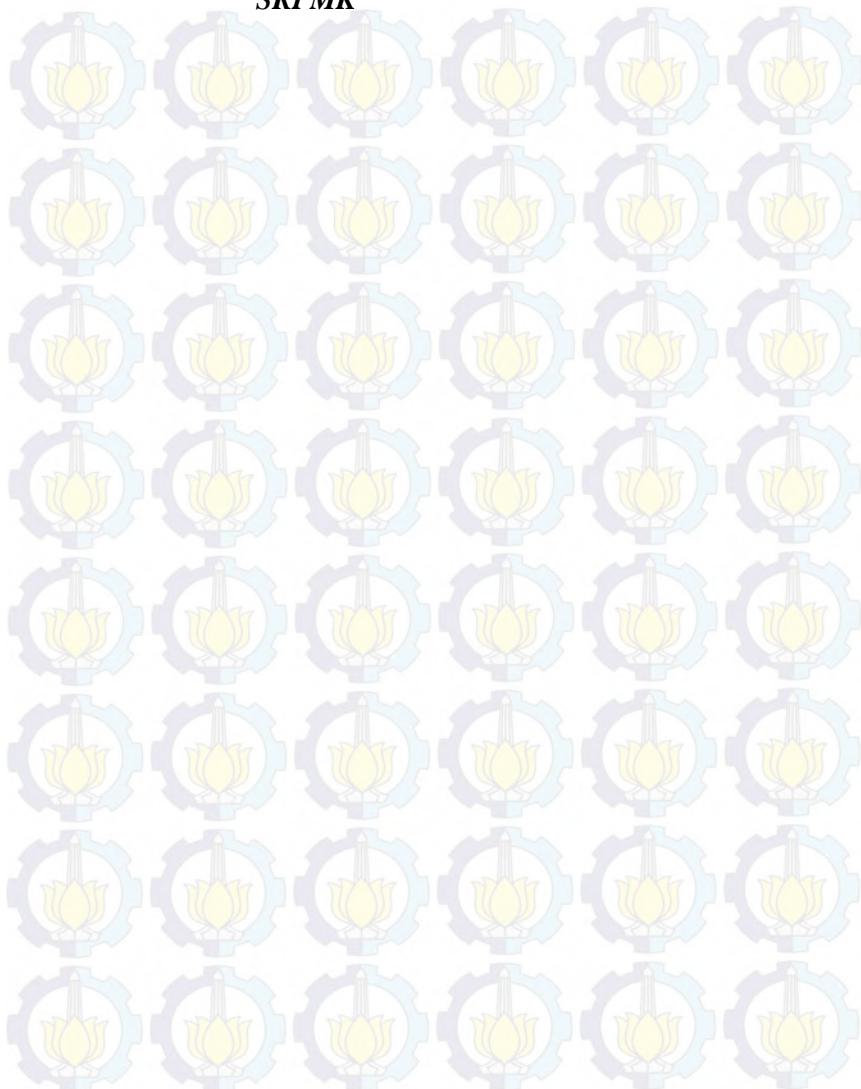
ABSTRACT

The planned construction of Graha DCP office building located in the area Lenteng Agung Jakarta that use a steel frame structure. This building has typical floor plan of the majority of the floor plan, so the use of steel frame structure is not efficient. In this final project, Graha DCP office building will be modified which was originally a 11-story steel frame into conventional concrete in floors 1 to 9 and using prestressed concrete on floors 10 and 11, as well as precast method (precast) for floor slabs.

For this building plan is still using Special Moment Frame System bearers (SRPMK) so that the entire gravity and lateral loads borne by the framework. The design concept and structure analysis method used is SNI 03-2847 - 2013 and SNI 03-1726 – 2012. In the 10th and 11th floor will be planned as a meeting room. That requires a large room with no columns in the middle of the room. So it takes a beam structure that can efficiently reach long spans. One solution design in 10th and 11th floors by using prestressed concrete structure which is a combination of high strength concrete and steel by pulling the steel and holding it to concrete so as to make concrete in a depressed state.

From the calculation, the results are prestressed beams in 10th and 11th floors with a length of 24 m is the dimension of 60/120 beam with a single tendon comprising 5 strands.

*Keywords : Office Building, Graha DCP, Prestress Method,
SRPMK*



KATA PENGANTAR

Puji syukur atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, karunia, serta hidayahNya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Modifikasi Gedung Kantor Graha DCP Menggunakan Sistem Prategang serta Pelat Pracetak”. Tugas akhir ini disusun sebagai syarat untuk menyelesaikan program studi tingkat sarjana di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Kesuksesan Tugas Akhir ini tidak lepas dari berbagai bantuan serta dukungan berbagai pihak. Oleh karena itu, saya sebagai penulis menghaturkan rasa terima kasih yaitu kepada :

1. Kedua orang tua saya, Mujamin dan Sri Sundari, atas doa, motivasi dan nasihat yang telah diberikan selama ini.
2. Kakak dan adik saya. Inayah dan Salma Rosita, yang turut menjadi penyemangat.
3. Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku pembimbing, atas segala arahan yang telah diberikan selama proses penyelesaian tugas akhir.
4. Tri Joko Wahyu Adi, ST., MT.,Ph.D., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP-ITS.
5. Dr. Eng. Januarti Jaya Ekaputri ,ST., MT., selaku dosen wali.
6. Seluruh dosen pengajar, staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
7. Arintha Indah Dwi Syafiarti, yang tidak pernah lelah memberi motivasi dan bantuan dalam penggerjaan tugas akhir ini.
8. Adhit, Dadang, dan teman-teman angkatan 2011 yang selalu memberikan semangat dan hiburan saat mencapai titik lelah dalam mengerjakan tugas akhir.
9. Dan kepada semua pihak yang telah ikut membantu dalam penyusunan tugas akhir ini.

Dalam penyusunan tugas akhir ini penulis menyadari terdapat kekurangan-kekurangan, oleh sebab itu kritik dan saran dari berbagai pihak akan sangat membantu penulis dalam penyempurnaan tugas akhir ini. Semoga tugas akhir ini nantinya dapat menjadi referensi yang sangat bermanfaat bagi perkembangan ilmu, khususnya di bidang teknik sipil.

Surabaya, April 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	v
ABSTRACT	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR TABEL	xxii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum	5
2.2 Beton Prategang	6
2.2.1 Prinsip Dasar Beton Prategang	6
2.2.2 Keunggulan dan Kelemahan pada Sistem Beton Prategang	11
2.2.3 Material Beton Prategang	11
2.2.4 Metode Pemberian Gaya Beton Prategang	15
2.2.5 Tahap Pembebanan	18
2.2.6 Gaya Prategang	18
2.2.7 Tegangan Ijin	19
2.2.8 Kehilangan Prategang	20
2.3 Beton Pracetak	21

2.3.1	Tinjauan Elemen Pracetak	21
2.3.2	Pelat	22
2.3.3	Metode Pengangkatan Pelat Pracetak	23
2.3.4	Sambungan pada Beton Pracetak	25
2.4	Momen Retak	25
2.5	Kontrol Lendutan	26
2.5.1	Lendutan akibat tendon	26
2.5.2	Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok	27
2.5.3	Lendutan akibat beban sendiri	27
2.6	Tinjauan Struktur Terhadap Gempa	28
2.6.1	Faktor Keutamaan Gempa	28
2.6.2	Kelas Situs	29
2.6.3	Parameter Respon Spektral	29
2.6.4	Parameter Percepatan Spektral Desain	30
2.6.5	Kategori Desain Seismik	32
2.7	Pondasi	32
2.7.1	Pondasi Tiang Pancang	33
2.7.2	Daya Dukung Tiang	34

BAB III METODOLOGI

3.1	Umum	37
3.2	Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	38
3.3	Pengumpulan Data	39
3.4	Studi Literatur	41
3.5	Kriteria Permodelan	42
3.6	Preliminary Desain	43
3.6.1	Penentuan desain kolom beton	43
3.6.2	Penentuan desain balok beton	43
3.6.3	Penentuan dimensi pelat.....	44

3.7	Perencanaan Struktur Sekunder	45
3.7.1	Perencanaan Tulangan Tangga.....	45
3.7.2	Perencanaan Pelat	45
3.7.2.1	Perhitungan Tulangan Geser	45
3.7.2.2	Perhitungan Tulangan Susut	46
3.7.2.3	Kontrol Retak Tulangan	46
3.7.3	Perencanaan Tulangan Balok Anak	47
3.7.4	Perencanaan Lift	47
3.8	Pembebanan	48
3.8.1	Pembebanan Struktur	48
3.8.2	Kombinasi Pembebanan	52
3.9	Perhitungan Struktur Utama Prategang	53
3.9.1	Gaya Prategang	53
3.9.2	Tegangan Ijin	54
3.9.3	Pemilihan Tendon Baja Prategang	54
3.9.4	Kehilangan Prategang	55
3.9.5	Kontrol Momen Retak	59
3.9.6	Kontrol Momen Nominal	59
3.9.7	Kontrol Kuat Batas Beton Prategang	60
3.9.8	Kontrol Geser	60
3.9.9	Kontrol Lendutan	61
3.9.10	Daerah Limit Kabel	62
3.9.11	Pengangkuran	62
3.10	Analisa Dampak Pemberian Prategang terhadap Struktur Gedung Saat <i>Jacking</i>	63
3.11	Perencanaan Pondasi dan Kontrol	63
3.12	Gambar Teknik	65
3.13	Kesimpulan dan Saran	65

BAB IV PEMBAHASAN

4.1	Preliminary Design	67
4.1.1	Umum	67
4.1.2	Data Perencanaan	67
4.1.3	Preliminary Design Balok Prategang	67
4.1.4	Perencanaan Dimensi Balok	68
4.1.5	Dimensi Balok Induk Non Prategang	68
4.1.6	Dimensi pelat dan balok anak Non Prategang	69
4.1.6.1	Dimensi pelat	69
4.1.6.2	Penentuan perencanaan pelat	69
4.1.6.3	Data perencanaan tebal pelat lantai dan atap	69
4.1.6.4	Dimensi Balok Anak	70
4.1.7	Perencanaan Dimensi Kolom	71
4.2	Perhitungan Struktur Sekunder	72
4.2.1	Perhitungan pelat	72
4.2.1.1	Data perencanaan	72
4.2.1.2	Pembebanan pelat lantai	73
4.2.1.3	Pembebanan pelat atap	73
4.2.1.4	Perhitungan tulangan pelat	74
4.2.1.5	Perhitungan Penulangan pelat sebelum komposit	75
4.2.1.6	Perhitungan sebelum komposit akibat pengangkatan	77
4.2.1.7	Penulangan Pelat Sesudah Komposit	79
4.2.1.8	Penulangan Pelat yang Terpasang	81
4.2.1.9	Penulangan Stud Pelat Lantai	81
4.2.1.10	Kontrol Lendutan	83
4.2.1.11	Panjang penyaluran tulangan pelat	83
4.2.1.12	Perhitungan Tulangan Angkat	83
4.2.2	Perencanaan Tangga	85
4.2.2.1	Data Perencanaan	85
4.2.2.2	Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur	87
4.2.2.3	Analisa Gaya-gaya dalam	88
4.2.2.4	Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	91
4.2.3	Perencanaan Balok Lift	96

4.2.3.1	Data Perencanaan	90
4.2.3.2	Pembebanan Lift	92
4.2.3.3	Balok Penggantung Lift 30/50	92
4.2.3.4	Balok Penumpu depan dan belakang lift 30/50 ..	95
4.3	Pembebanan dan Analisa Strutur	98
4.3.1	Umum	98
4.3.2	Permodelan Struktur	98
4.3.3	Pembebanan Gravitasi	99
4.3.4	Pembebanan Gempa Dinamis	100
4.3.4.1	Faktor Keutamaan Gempa Dinamis	100
4.3.4.2	Kelas Situs	101
4.3.4.3	Parameter Respon Spektral	101
4.3.4.4	Parameter Percepatan Spektral Desain	102
4.3.4.5	Kategori Desain Seismik	103
4.3.4.6	Respon Spektrum Desain	103
4.3.5	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	105
4.3.6	Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)	106
4.3.7	Kontrol Partisipasi Massa	108
4.3.8	Kontrol Drift	109
4.4	Perencanaan Struktur Utama Prategang Menggunakan Sistem Monolit.....	112
4.4.1	Umum	112
4.4.2	Data dan Perencanaan	112
4.4.3	Mencari Lebar Efektif	113
4.4.4	Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton	114
4.4.5	Analisa Penampang Global	115
4.4.6	Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)	117
4.4.7	Kontrol Gaya Prategang Saat Transfer	119
4.4.8	Penentuan Tendon Yang Digunakan	123

4.4.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan	125
4.4.9.1 Kehilangan Segera (Kehilangan Langsung)	125
4.4.9.2 Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)	126
4.4.9.3 Rekap Kehilangan Gaya Prategang	127
4.4.10 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan	128
4.4.10.1 Kontrol Akibat Beban Layan	128
4.4.10.2 Kontrol Gaya Pratekan Akibat Gaya Gempa....	129
4.4.10.3 Rekap Kontrol Tegangan Beton Prategang	134
4.4.11 Kontrol Lendutan	136
4.4.11.1 Lendutan saat jacking	136
4.4.11.2 Lendutan saat beban layan	136
4.4.11.3 Rekap Lendutan	137
4.4.12 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	137
4.4.12.1 Momen Nominal Tendon Prategang	138
4.4.12.2 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	139
4.4.12.3 Penulangan Lentur	139
4.4.12.4 Penulangan Geser	140
4.4.12.5 Penulangan Torsi	142
4.4.12.6 Rekapan Perhitungan Penulangan Lunak	144
4.4.13 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan	146
4.4.13.1 Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan	146
4.4.13.2 Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak	147
4.4.13.3 Momen Ultimate (Mu)	148
` 4.4.14.4 Momen Nominal Total (Mn)	149
4.4.14 Kontrol Momen Retak	150
4.4.15 Rekap Kontrol Momen Nominal dan Momen Retak.....	151
4.4.16 Prestress Partial Ratio (PPR)	187

4.4.17 Pengangkuran Ujung	188
4.5 Perencanaan Balok Induk dan Balok Anak Non Prategang	190
4.5.1 Data Perencanaan.....	190
4.5.2 Perhitungan Penulangan	191
4.5.2.1 Perhitungan Penulangan Balok Induk	191
4.6 Perencanaan Kolom	204
4.6.1 Umum	204
4.6.2 Kolom	204
4.6.2.1 Data Umum Kolom	205
4.6.2.2 Perhitungan Penulangan Kolom	205
4.6.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	207
4.6.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	208
4.6.2.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap... Beban Aksial Terfaktor	209
4.6.2.6 Penulangan Transversal Kolom	210
4.6.2.7 Penulangan Transversal Kolom	211
4.7 Hubungan Balok Dan Kolom	212
4.7.1 Ketentuan SNI 2847-2013.....	212
4.7.2 Dimensi Joint	214
4.7.3 Perhitungan Geser Pada Joint.....	216
BAB V PERENCANAAN PONDASI	
5.1 Umum	219
5.2 Data Tanah	219
5.3 Kriteria Design	219
5.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang	219
5.4 Daya Dukung	220
5.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	220

5.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	220
5.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok	220
5.5 Perhitungan Tiang Pancang	221
5.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	221
5.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	223
5.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P max)	223
5.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang	224
5.5.5 Perencanaan Poer	228
5.6 Perencanaan Balok Sloof	230
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	
6.1 Kesimpulan	235
6.2 Saran	236
DAFTAR PUSTAKA	239
Lampiran	242

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Tegangan pada Beton Prategang.....	6
Gambar 2.2	Contoh Tendon dengan Eksentrisitas	8
Gambar 2.3	Tegangan yang Bekerja pada Beton Prategang ...	8
Gambar 2.4	Sistem Prategang dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi	10
Gambar 2.5	Beban Merata yang Bekerja pada Tendon.....	11
Gambar 2.6	Jenis-jenis baja yang dipakai untuk beton prategang	12
Gambar 2.7	Strand 7 kawat	13
Gambar 2.8	Proses Pre-Tensioned Prestressed Concrete	14
Gambar 2.9	Proses Post-Tensioned Prestressed Concrete	15
Gambar 2.10	Pelat pracetak berlubang	18
Gambar 2.11	Pelat Pracetak Tanpa Lubang.....	19
Gambar 2.12	Pelat pracetak double tees dan single tees.....	19
Gambar 2.13	Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)	20
Gambar 2.14	Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)	21
Gambar 2.15	Parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan (a) untuk perioda pendek 0.2 detik (Ss) (b) untuk perioda 1 detik (S1)	26
Gambar 3.1	Diagram alir perancangan modifikasi	32
Gambar 3.2	Denah Pembalokan Modifikasi	32
Gambar 3.3	Potongan Modifikasi	33
Gambar 3.4	Sudut Pusat Tendon	49
Gambar 3.5	Daerah Limit Kabel	56

Gambar 4.1	Denah Permodelan Gedung	61
Gambar 4.2	Potongan Permodelan Gedung	62
Gambar 4.3	Denah pembalokan	64
Gambar 4.4	Tipe plat A 300 cm x 300 cm dan Tipe B 180 cm x 300 cm	71
Gambar 4.5	Potongan Pelat	74
Gambar 4.6	Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)	75
Gambar 4.7	Diagram gaya geser horizontal penampang komposit	76
Gambar 4.8	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (<i>PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992</i>)	77
Gambar 4.9	Perencanaan Tangga	80
Gambar 4.10	Sketsa beban pada tangga	83
Gambar 4.11	Free Body Diagram gaya-gaya pada tangga.....	86
Gambar 4.12	Bidang Lintang (D) pada tangga	87
Gambar 4.13	Bidang Normal (N) pada tangga	87
Gambar 4.14	Bidang Momen (M) pada tangga	87
Gambar 4.15	Denah Lift	89
Gambar 4.16	Permodelan struktur pada SAP2000	92
Gambar 4.17	Peta untuk menentukan (a) periода pendek 0.2 detik (S _s) (b) perioda 1 detik (S ₁)	94
Gambar 4.18	Grafik Respon Spektrum Desain	96
Gambar 4.19	Penampang Balok Pratekan	98
Gambar 4.20	Diagram Tegangan Saat Transfer (Tengah Bentang)	99

Gambar 4.21	Diagram Tegangan Saat Transfer (Tumpuan)	101
Gambar 4.22	Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Bekerja (Tumpuan)	103
Gambar 4.23	Diagram Tegangan Saat Beban hidup bekerja (Tumpuan)	105
Gambar 4.24	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Sebenarnya (Tengah Bentang).....	107
Gambar 4.25	Diagram Tegangan Setelah Kehilanga Sebenarnya (Tumpuan).....	109
Gambar 4.26	Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa - (Tumpuan).....	111
Gambar 4.27	Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa + (Tumpuan)	113

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kawat-kawat untuk Beton Prategang	7
Tabel 2.2	<i>Strand</i> standar 7 kawat untuk Beton Prategang ..	7
Tabel 2.3	Spesifikasi <i>strand</i> 7 kawat	10
Tabel 2.4	Kategori resiko gedung Perkantoran	19
Tabel 2.5	Kelas Situs	19
Tabel 2.6	Koefisien Situs	20
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan parameter respon percepatan	21
Tabel 3.1	Beban Mati Pada Struktur	33
Tabel 3.2	Beban Hidup Pada Struktur	34
Tabel 3.3	Koefisien Penyusutan	39
Tabel 4.1	Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	72
Tabel 4.2	Rekapitulasi Preliminary Pelat	73
Tabel 4.3	Rekapitulasi Preliminary Balok Anak	74
Tabel 4.4	Tulangan Terpasang Pada Pelat	88
Tabel 4.5	Spesifikasi C300 Passenger Elevator	117
Tabel 4.6	Data tinggi, luas dan jumlah kolom struktur	129
Tabel 4.7	Rekap Pembebanan Gravitasi.....	130
Tabel 4.8	Pembebanan Gravitasii pada SAP 2000	131
Tabel 4.9	Respon Spektrum Desain	135
Tabel 4.10	Koefisien Batas Atas Periода Gedung.....	136
Tabel 4.11	Modal Periode dan Frekuensi.....	137
Tabel 4.12	Berat Efektif Struktur	138
Tabel 4.13	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	138

Tabel 4.14 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Di Berikan Faktor Skala.....	139
Tabel 4.15 Modal Partisipasi Massa	140
Tabel 4.16 Batas Simpangan Gedung	141
Tabel 4.17 Drift Gempa Arah X	143
Tabel 4.18 Drift Gempa Arah Y	144
Tabel 4.19 Rekap Fo lantai 10 yang Didapatkan	152
Tabel 4.20 Rekap Fo lantai 11 yang Didapatkan.....	153
Tabel 4.21 Rekap Hasil Kontrol Tegangan Akibat Fo lantai 10	157
Tabel 4.22 Rekap Hasil Kontrol Tegangan Akibat Fo lantai 11	157
Tabel 4.23 Rekap Kehilangan Gaya Prategang	163
Tabel 5.1 Daya dukung tiang pancang tunggal	218

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Ruang perkantoran di Jakarta terus mengalami pertumbuhan. Sejalan dengan itu, permintaannya juga disinyalir alami kenaikan. Seperti catatan Cushman & Wakefield Indonesia, Senin (4/1/2016), tahun 2015 saja tingkat permintaannya berada pada posisi rekor tertinggi untuk pusat perkantoran. Seiring dengan pertumbuhan permintaan yang terus bertambah, supply ruang perkantoran di Jakarta diproyeksikan juga akan terus merangkak naik secara kuantitas. Hal ini didukung dengan sejumlah proyek perkantoran yang diestimasikan selesai tahun 2016.

Dalam tujuannya, gedung perkantoran sebagai tempat yang menampung orang dalam jumlah besar, sehingga memikul beban yang besar pula. Maka direncanakan pembangunan gedung kantor Graha DCP yang berada di kawasan Lenteng Agung, Jakarta. Kantor Graha DCP direncanakan menggunakan struktur rangka baja. Gedung ini memiliki denah tipikal pada mayoritas lantainya. Sehingga penggunaan struktur rangka baja untuk denah tersebut menjadi tidak efisien.

Untuk mengatasi masalah efisiensi, maka solusi yang tepat dan sering digunakan saat ini adalah menggunakan beton sistem metode prategang dan pracetak (*precast*). Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama sesuai keinginan, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton

berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara-cara aktif, sehingga menghasilkan pasangan yang ekonomis dengan menghasilkan lebih banyak ruang bebas. Pracetak adalah suatu proses produksi elemen struktur bangunan di lokasi yang berbeda dengan lokasi dimana elemen tersebut akan digunakan menjadi suatu kesatuan dalam sebuah bangunan. Jika dibandingkan dengan sistem *cast in site*, sistem pracetak memiliki beberapa kelebihan diantaranya efisiensi energi, efisiensi waktu penggeraan, dan presisi.

Efisiensi penerapan metode prategang dan pracetak dapat dilihat dari beberapa hal. Diantaranya adalah penerapan pada gedung yang bertipe tipikal serta penerapan pada daerah dengan zona gempa relatif sedang. Sebab, pada daerah gempa relatif sedang memiliki frekuensi gempa yang terlalu sering dengan intensitas yang tidak besar. Maka dari itu, metode prategang dan pracetak sangat cocok diterapkan pada bangunan kantor ini. Dari segi tipe bangunan, gedung ini memiliki banyak lantai yang tipikal. Selain itu, dari segi lokasi gedung ini berada di Jalan Lenteng Agung, Jakarta, yang merupakan daerah dengan zona gempa sedang.

Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi gedung kantor Graha DCP setinggi 12 lantai yang semula menggunakan metode rangka baja menjadi metode prategang untuk kolom, serta metode pracetak (*precast*) untuk balok dan pelat lantai. Perencanaan gedung tetap menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan lateral dipikul oleh rangka.

1.2. Rumusan Masalah

Dalam modifikasi struktur gedung kantor Graha DCP terdapat beberapa masalah yang timbul. Permasalahan utamanya adalah bagaimana memodifikasi perencanaan struktur gedung kantor Graha DCP menggunakan menggunakan metode prategang dan pracetak (*precast*).

Adapun detail permasalahannya yaitu:

1. Bagaimana merencanakan dimensi dari pelat beton pracetak dan dimensi balok prategang yang sesuai dengan kriteria perancangan struktur ?
2. Bagaimana merencanakan metode pelaksanaan struktur bangunan pracetak dan beton prategang?
3. Bagaimana menganalisa permodelan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000 v.14 ?
4. Bagaimana merencanakan struktur pondasi ?
5. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perancangan ke dalam gambar teknik dengan menggunakan program bantu AutoCad 2010 ?

1.3. Tujuan

Adapun penjabaran dari tujuan modifikasi perencanaan struktur gedung kantor Graha DCP ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat merancang dimensi elemen beton pracetak dan beton prategang yang efisien.
2. Dapat merencanakan metode pelaksanaan struktur bangunan pracetak dan prategang.
3. Dapat menganalisa permodelan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000 v.14.

4. Dapat merencanakan struktur pondasi yang mampu menahan beban.
5. Dapat menuangkan hasil perhitungan dan perancangan ke dalam gambar teknik dengan menggunakan program bantu AutoCad 2010.

1.4. Batasan Masalah

- Dalam modifikasi ini diambil batasan, antara lain:
1. Penggunaan metode beton pracetak hanya untuk pelat
 2. Penggunaan metode beton prategang untuk balok pada lantai 10 sampai 11
 3. Tidak menghitung RAB bangunan.
 4. Tidak menghitung perencanaan detail rangka baja atap.
 5. Perencanaan tidak termasuk utilitas bangunan, mekanikal, instalasi listrik dan *finishing*.
 6. Program bantu yang dipakai meliputi SAP2000 v.14, AutoCAD 2010, PCACOL, dan aplikasi berbasis *website* di puskim.pu.go.id.

1.5. Manfaat

- Manfaat dari modifikasi ini adalah :
1. Memahami perancangan pada struktur gedung bertingkat dengan menggunakan metode pracetak dan metode prategang.
 2. Dapat menjadi referensi perencanaan struktur gedung bertingkat dengan menggunakan metode pracetak (*precast*) dan metode prategang di kemudian hari.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Untuk membahas masalah yang timbul dalam penulisan Tugas Akhir dibutuhkan suatu teori atau pokok pedoman. Dalam rencana atau desain bangunan terdapat pokok pedoman atau syarat, antara lain:

a. Mutu beton

Dalam SNI 2847 – 2013 Ps. 23.2.4.1, kuat tekan beton (f'_c) tidak boleh kurang dari 20 MPa karena dapat menjamin kualitas beton.

b. Metode Perencanaan

Metode perencanaan gedung ini memperhatikan Perencanaan gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan lateral dipikul oleh rangka. Selain itu, zona gempa juga menjadi dasar metode perencanaan.

c. Pembebanan

Berikut adalah jenis-jenis pembebanan yang dipakai dalam perhitungan struktur, antara lain:

1. Beban mati, yang terdiri dari beban struktur, berat finishing arsitektur, serta berat kabel atau pipa mekanikal elektrikal (ps 3.1 SNI 1727 - 2013)
2. Beban hidup, didasarkan pada masing-masing fungsi ruang (ps. 4 SNI 1727 - 2013)
3. Beban gempa, sesuai dengan tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 1726-2012)

Sesuai dengan SNI 2847-2013, berbagai jenis pembebanan yang digunakan dalam perencanaan struktur akan dikombinasikan sehingga struktur dapat dikatakan memenuhi syarat kekuatan layak pakai.

2.2 Beton Prategang

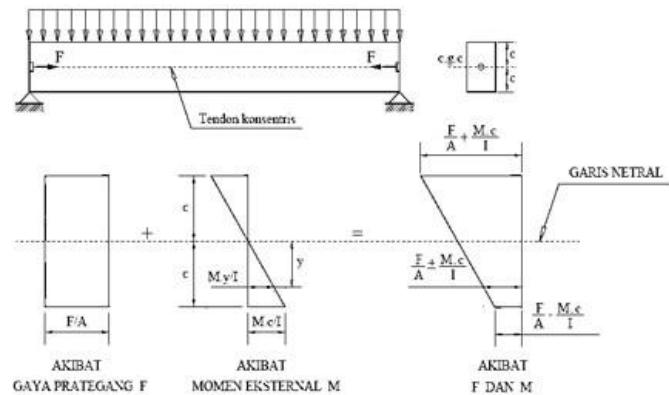
Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu. Menurut SNI2847-2013 Tendon pada beton prategang tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan menggunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa, maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif ataunegatif. Maka konstruksi balok prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

2.2.1 Prinsip Dasar Beton Prategang

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengankeinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara-cara “aktif”. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Baja adalah bahan yang liat dan dibuat untuk bekerja dengan kekuatan tarik yang tinggi oleh prategang. Beton adalah bahan yang getas dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Jadi, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern berkekuatan tinggi.

1. Sistem prategang yang digunakan untuk mengubah beton yang getas menjadi bahan yang elastis.

Menurut Eugene Freyssinet dalam “Desain Struktur Beton Prategang, (T.Y Lin,2000)” dengan memberikan tekanan terlebih dahulu, bahan beton yang getas akan menjadi bahan yang elastis. Dengan memberikan tekanan dengan menarik baja, beton yang bersifat getas akan kuat menahan beban tarik.



Gambar 2.1 Tegangan pada Beton Prategang

Akibat gaya tekan yang diberikan, F yang bekerja pada pusat berat penampang beton akan memberikan tegangan tekan yang merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang beton. Akibat beban merata yang memberikan tegangan tarik dibawah garis netral dan tegangan tekan diatas garis netral pada serat terluar penampang, digunakan perumusan sebagai berikut :

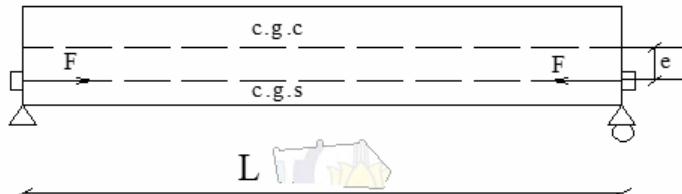
$$f = \frac{M \times c}{I} \quad (2-1)$$

Dimana : M = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

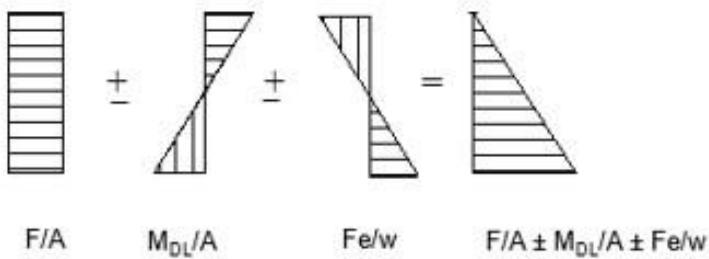
I = Momen Inersia penampang

Untuk meningkatkan kemampuan beton prategang kita dapat menambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton.



Gambar 2.2 Contoh Tendon dengan Eksentrisitas

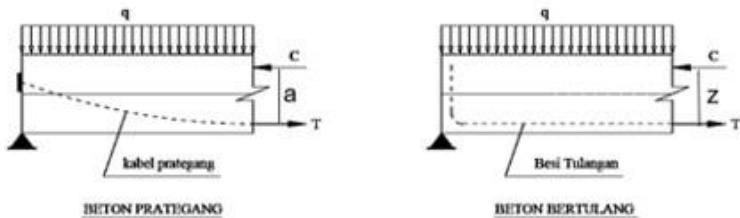
Akibat adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap Garis pusat beton, maka terjadi tegangan sebesar F_e/W dimana e adalah eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y).



Gambar 2.3 Tegangan yang Bekerja pada Beton
Prategang

2. Sistem prategang yang mengkombinasikan baja mutu tinggi dengan beton mutu tinggi

Konsep ini hampir sama dengan konsep beton bertulang, yaitu beton prategang merupakan kombinasi kerjasama antara baja prategang dan beton, dimana beton menahan beban tekan dan baja prategang menahan beban tarik.



Gambar 2.4 Sistem Prategang dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi

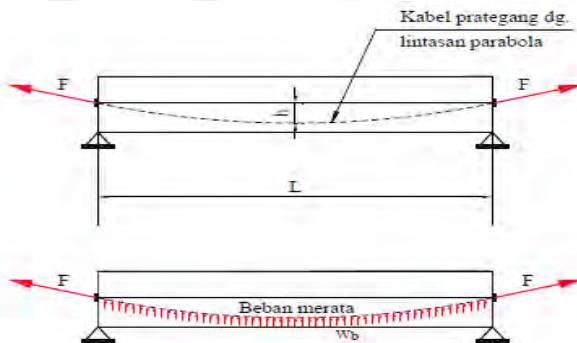
Pada beton prategang, baja prategang ditarik dengan gaya prategang T yang mana membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan momen akibat beban luar.

Pada beton bertulang biasa, besi penulangan menahan gaya tarik T akibat beban luar, yang membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai $C = T$ dan $M_{luar} = M_{dalam}$ dengan nilai $M_{dalam} = C \times Z$ (beton bertulang) dan $C \times a$ (beton prategang).

3. Sistem prategang untuk mencapai keseimbangan beban.

Pada konsep ini prategang digunakan untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada balok. Pada

design strukturbeton prategang, pengaruh dari prategang dianggap sebagai keseimbangan berat sendiri. Sehingga batang yang mengalami lendutan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebahan yang terjadi.



Gambar 2.5 Beban Merata yang Bekerja pada Tendon

Balok beton diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang F melalui suatu kabel prategang dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang yang terdistribusi secara merata kearah atas dinyatakan oleh T.Y Lin, 2000 sebagai berikut :

$$W_b = 8.F.h / (L^2) \quad (2-2)$$

Dimana :

W_b = beban merata kearah atas

h = tinggi parabola kabel lintasan prategang

L = bentangan balok

F = gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang

2.2.2 Keunggulan dan Kelemahan pada Sistem Beton Prategang

Keunggulan beton prategang, sebagai berikut:

1. Seluruh penampang beton prategang menjadi efektif, sedangkan pada beton bertulang biasa hanya di atas garis netral saja yang efektif.
2. Struktur beton prategang lebih ramping.
3. Struktur beton prategang tidak retak akibat beban kerja.
4. Lendutan yang lebih kecil.
5. Daya tahan terhadap karat lebih baik.
6. Penggunaan bahan yang lebih sedikit karena menggunakan bahan mutu tinggi.

Kekurangan beton prategang, sebagai berikut :

1. Diperlukan kontrol yang lebih ketat dalam proses pembuatan.
2. Kehilangan tegangan pada pemberian gaya prategang awal.
3. Diperlukan biaya tambahan untuk pengangkutan.

2.2.3 Material Beton Prategang

1. Beton

Beton yang dipakai pada beton prategang umumnya mempunyai kuat tekan 28-55 MPa pada umur 28 hari (benda uji silinder). Nilai slump berkisar 50-100 mm dengan faktor air semen $\leq 0,45$.

2. Baja Prategang

Baja yang digunakan sebagai pemberi prategang pada beton merupakan baja dengan mutu sangat tinggi hingga 1862 MPa atau lebih tinggi lagi. Baja bermutu tinggi seperti itu dapat mengimbangi kehilangan prategang dan mempunyai taraf tegangan sisa yang dapat

menahan gaya prategang yang dibutuhkan. Kehilangan prategang normal dapat diperkirakan di dalam selang 241 sampai 414 MPa. Karena itu, prategang awal harus sangat tinggi yaitu sekitar 1241 sampai 1517 MPa.

Baja prategang dapat berbentuk kawat-kawat tunggal, *strand* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang dipuntir membentuk elemen tunggal dan batang-batang bermutu tinggi.

Tabel 2.1 Kawat-kawat untuk beton prategang
(Nawy,2001)

Diameter nominal (in.)	Kuat tarik minimum (psi)		Tegangan minimum pada	
	Tipe BA	Tipe WA	Tipe BA	Tipe WA
0,192		250.000		212.500
0,196	240.000	250.000	204.000	212.500
0,25	240.000	240.000	204.000	204.000
0,276	235.000	235.000	199.750	199.750

Sumber: Post-Tensioning Institute

Tabel 2.2 Strand standar 7 kawat untuk beton prategang
(Nawy,2001)

Diameter nominal strand (in.)	Kuat patah strand (min. lb)	Luas baja nominal strand (in. ²)	Berat nominal Strand* (lb/1000 ft)	Beban minimum pada ekstensi 1% (lb)
Mutu 250				
1/4(0,250)	9.000	0,036	122	7.650
5/16(0,313)	14.500	0,058	197	12.300
3/8(0,375)	20.000	0,08	272	17.000

7/16(0,438)	27.000	0,108	367	23.000
1/2(0,500)	36.000	0,144	490	30.600
3/5(0,600)	54.000	0,216	737	45.900
Mutu 270				
3/8(0,375)	23.000	0,058	290	19.550
7/16(0,438)	31.000	0,115	390	26.350
1/2(0,500)	41.300	0,153	520	35.100
3/5(0,600)	58.600	0,217	740	49.800

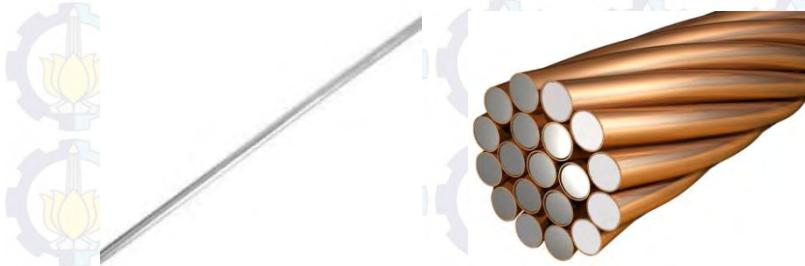
* $100.000 \text{ psi} = 689,5 \text{ MPa}$

$1000 \text{ lb} = 4448 \text{ N}$

Sumber : Post-Tensioning Institute

Baja (tendon) yang dipakai untuk beton prategang dalam prakteknya ada tiga macam,yaitu :

- 1) Kawat tunggal (*wire*) (Gambar 2.3 (a)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan system pratarik (*pretension*).
- 2) Kawat untaian (*strand*) (Gambar 2.3 (b)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pascatarik (*post tension*).
- 3) Kawat batangan (*bar*) (Gambar 2.3 (c)), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (*pretension*).



(a) Kawat tunggal (*wire*) (b) Untaian kawat (*strand*)(c) Baja batangan (*bar*)

Gambar 2.6 Jenis-jenis baja yang dipakai untuk beton prategang
(*Sumber : www.google.com*)

Kawat tunggal yang dipakai untuk beton prategang adalah yang sesuai dengan spesifikasi seperti ASTM A421. Untaian kawat (*strand*) banyak digunakan untuk beton prategang dengan sistem pascatarik. Untaian kawat yang dipakai harus memenuhi syarat seperti yang terdapat pada ASTM A416. Untaian kawat yang banyak digunakan adalah untaian tujuh kawat. Gambar penampang *strand* 7 kawat dapat dilihat pada Gambar 2.7.

**Gambar 2.7** *Strand* 7 kawat

Tabel 2.3 Spesifikasi strand 7 kawat

\varnothing Nominal (mm)	Luas Nominal (mm^2)	Kuat Putus (kN)
6,35	23,22	40
7,94	37,42	64,5
9,53	51,61	89
11,11	69,68	120,1
12,70	92,9	160,1
15,24	139,35	240,2

3. Grouting

Grouting dibutuhkan sebagai bahan pengisi selubung baja prategang (tendon) untuk metode pascatarik. Untuk metode pratarik tidak dibutuhkan selubung sehingga tidak dibutuhkan *grouting*. Selubung terbuat dari logam yang digalvanisir. Bahan *grouting* berupa pasta semen.

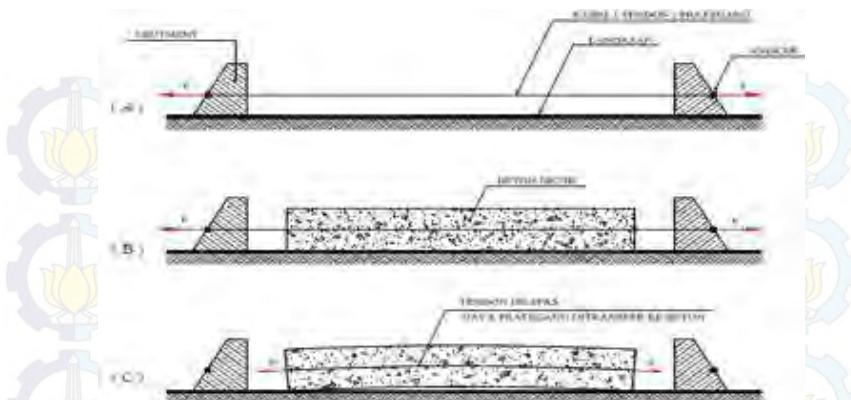
2.2.4 Metode Pemberian Gaya Beton Prategang

Pada dasarnya ada 2 macam metode pemberian gaya prategang pada beton, yaitu :

a. *Pre-tensioned Prestressed Concrete* (pratarik)

Pratarik adalah metode prategang dimana tendon ditegangkan sebelum beton di cor. Setelah beton cukup kerastendon dipotong dan gaya prategang akan tersalur ke beton melalui lekatan. Untuk metode pratarik ini terdapat kekurangan pada peletakan posisi tendon, tendon hanya bias dipasang dengan bentuk horizontal saja.

Berikut metode pengkerjaan *Pre-tensioned Prestressed*.



Gambar 2.8 Proses *Pre-Tensioned Prestressed Concrete*

Tahap 1 : Kabel (Tendon) prategang ditarik atau diberi gaya prategang kemudian diangker pada suatu abutment tetap (gambar A).

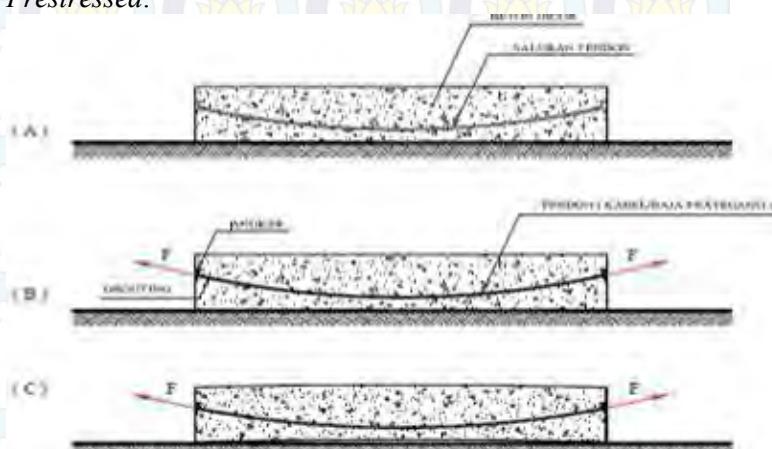
Tahap 2 : Beton dicor pada cetakan (*formwork*) dan landasan yang sudah disediakan sedemikian sehingga melingkupi tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (gambar B).

Tahap 3 : Setelah beton mengering dan cukup umur kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C). Setelah gaya prategang ditransfer ke beton, balok beton tsb. akan melengkung ke atas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tersebut akan rata.

b. *Post-Tensioned Prestressed Concrete* (pasca tarik)

Metode pascatarik merupakan metode dimana tendon ditarik setelah beton dicor. Sebelum pengecoran, dipasang dahulu selongsong untuk alur tendon. Setelah beton mengeras tendon dimasukan ke dalam selubung tendon yang sudah dipasang. Penarikan dilakukan setelah beton mencapai kekuatan yang diinginkan. Setelah penarikan dilakukan proses grooving.

Berikut metode pengerjaan *Post-tensioned Prestressed*.



Gambar 2.9 Proses *Post-Tensioned Prestressed Concrete*

Tahap 1 : Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan saluran/ selongsong kabel prategang (tendon duct) yang dipasang melengkung sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar A).

Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (*tendon duct*),

kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Ada pula yang ditarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata ke balok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.2.5 Tahap Pembebanan

Tahapan pembebahan pada struktur beton prategang antara lain :

1. Tahap transfer

Pada metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat angker dilepas dan gaya prategang ditransfer ke beton. Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada tahap saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang. Pada saat transfer ini beban-beban layan belum bekerja.

2. Tahap *service*

Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka beton sudah memasuki tahap service, yaitu tahap dimana semua beban layan sudah bekerja. Pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

2.2.6 Gaya Prategang

Momen total yang terjadi mempengaruhi gaya prategang. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan ini menjelaskan hubungan momen total dengan gaya prategang. (T.Y Lin, 1996)

$$F = \frac{M_T}{0.65 h} \quad (2-3)$$

Dimana M_T adalah momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup dan h adalah tinggi balok.

2.2.7 Tegangan Ijin

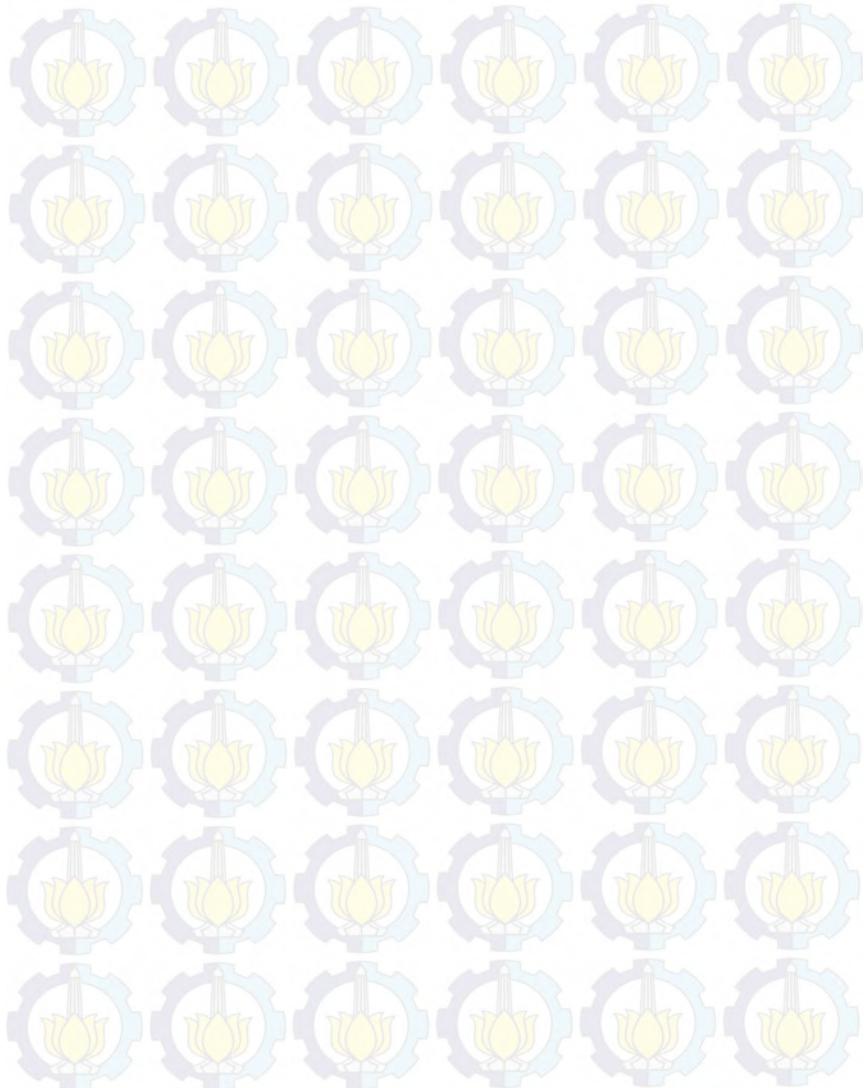
Tegangan ijin pada baja tidak boleh melebihi nilai-nilai yang ada pada peraturan sebagai berikut :

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon yang bekerja pada kabel $0,8f_{pu}$ atau $0,94f_{py}$ (SNI 2847-2013 Ps.20.5.1)
- b. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai $0,82f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0,74f_{pu}$ (SNI2847-2013 Ps.20.5.2)
- c. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang $0,70 f_{pu}$ (SNI 2847-2013 Ps. 20.5.3)

Berdasarkan T.Y Lin dan Burnsperumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang. Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai yang ada pada peraturan sebagai berikut :

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang sebelum kehilangan), tegangan serat-seratterluar memiliki nilai sebagai berikut :
Tegangan tekan : $\sigma_{ci} = 0,6 f'_{ci}$ (SNI 2847-2013 pasal 20.4.1.1)
Tegangan tarik : $\sigma_{ci} = \frac{1}{4} \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847-2013 pasal 20.4.1.2)
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang.
Tegangan tekan : $\sigma_{cs} = 0,65 f_c$ (SNI 2847-2013 pasal 20.4.2.1)

Tegangan tarik : $\sigma_{ts} = \frac{1}{2}\sqrt{f_c'}$ (SNI2847-2013 pasal 20.4.2.3)



2.2.8 Kehilangan Prategang

Kehilangan gaya prategang dapat menurunkan gaya prategang menjadi nilai yang lebih rendah, sehingga beban yang dipikul balok prategang menjadi lebih rendah pula. Selisih antara gaya prategang akhir dengan gaya prategang awal dinamakan kehilangan prategang. Kehilangan prategang dapat terjadi secara langsung dan jangka panjang. Kehilangan prategang secara langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang.

Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh :

- a. Perpendekan elastis beton
Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja.(T.Y Lin,2000)
- b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon
Hal ini terjadi pada beton prategang dengan sistem post-tension. Pada struktur beton prategang dengan tendong yang dipasang melengkung ada gesekan antara sistem penarik(jacking) dan angkur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wobble) dan kelengkungan tendon.
- c. Kehilangan akibat slip angkur
Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengangkuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke angkur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengangkuran berkisar 2.5 mm.(T.Y Lin, 2000)
Sedangkan kehilangan jangka panjang adalah kehilangan gaya prategang yang dipengaruhi oleh faktor waktu. Kehilangan prategang jangka panjang disebabkan oleh

- a. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkak dari beton merupakan salah satu kehilangan gayaprategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkak pada beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisibonded tendon dan unbounded tendon. (T.Y Lin,2000)

- b. Kehilangan gaya prategang akibat susut

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang. (T.Y Lin,2000)

- c. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang
- Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (T.Y Lin,2000).

Selain itu pengurangan gaya prategang yang terjadi cukup besar akibat adanya kekangan dari kolom (portal). Semakin besar kekakuan kolom semakin besar juga reduksi gaya prategangnya (Triwiyono, 1998).

2.3 Beton Pracetak

Beton pracetak merupakan beton yang dibuat secara mekanisasi yang dikontrol dengan sangat tinggi, yang penggunaannya dalam banyak hal untuk memenuhi tantangan struktur yang sangat beragam. Sebagai produk yang dibuat di pabrik, kita harus memahami spesifikasi beton pracetak tersebut untuk memaksimalkan efisiensi dalam desain, produksi, pengiriman dan perawatan.

2.3.1 Tinjauan Elemen Pracetak

Pembuatan beton pracetak dilakukan di lokasi proyek ataupun diluar lokasi proyek seperti pabrik. Untuk itu, agar

elemen pracetak yang dibuat sesuai dengan yang direncanakan dan tidak mengalami kesulitan dalam proses fabrikasi, hendaknya perencana mengetahui macam-macam elemen struktur pracetak yang umum digunakan dan diproduksi saat ini.

2.3.2 Pelat

Pelat merupakan struktur tipis yang dibuat dari beton dengan bidang yang arahnya horizontal dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Pada pelat beton pracetak, waktu pengangkutan atau sebelum komposit beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi pada saat pelat sudah komposit. Dalam *PCI Design Handbook 5th Edition Precast and Prestressed Concrete*, ada tiga macam pelat pracetak (*precast slab*) yang umum diproduksi dan digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain :

1. Pelat Pracetak Berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat ini merupakan pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.



Gambar 2.10 Pelat pracetak berlubang

2. Pelat Pracetak tanpa Lubang (*Solid Slabs*)

Adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan

atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet. Pada perencanaan ini pelat yang digunakan adalah pelat pracetak tanpa lubang.



Gambar 2.11 Pelat Pracetak Tanpa Lubang

3. Pelat Pracetak *Double Tees* dan *Single Tees*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.



Gambar 2.12 Pelat pracetak *double tees* dan *single tees*

2.3.3 Metode Pengangkatan Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat untuk pelat dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak. Pada saat pengangkatan elemen pracetak, dapat menggunakan bantuan balok angkat yang berfungsi untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini :

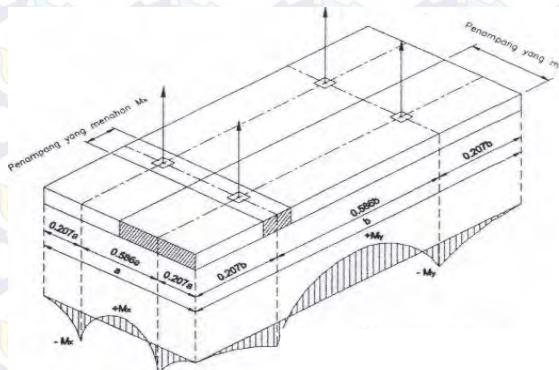
a. Dua Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+Mx = -My = 0,0107 w x a^2 x b \quad (2-4)$$

$$+My = -My = 0,0107 w x a x b^2 \quad (2-5)$$

- Mx ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t atau $b/2$
- My ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 2.13 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)
(Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, gambar 5.3.1.2(b))

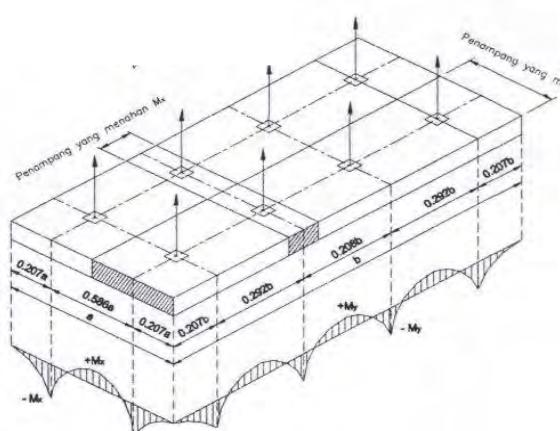
b. Empat Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+Mx = -My = 0,0054 w x a^2 x b \quad (2-6)$$

$$+My = -My = 0,0027 w x a x b^2 \quad (2-7)$$

- Mx ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t atau $b/4$
- My ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 2.14 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)
(Sumber : PCI Design Handbook 6th Edition, gambar 5.3.1.2(b))

2.3.4 Sambungan pada Beton Pracetak

Sambungan merupakan kunci dalam struktur yang memakai komponen pracetak dan merupakan tempat pertemuan antara 2 atau lebih komponen struktur.

- a. Sambungan pelat dan balok, tumpuan pada pelat di atas balok prategang direncanakan sebagai simple beam diatas 2 tumpuan yang pada bagian ujungnya tertahan oleh bagian pelat lainnya.
 - b. Sambungan pelat dan pelat, digunakan dry joint dengan memanfaatkan sambungan las.

2.4 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 20.8.3 mengenai jumlah total baja tulangan nonprategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2

beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,7\sqrt{f_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u \geq 1,2M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,8$.

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e}{I} \cdot Y - \frac{M_{\infty} \cdot Y}{I} \quad (2-8)$$

$$M_{\infty} = \left(\frac{F}{A} x \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{F \cdot e \cdot Y}{I} x \frac{I}{Y} \right) - \left(f_r x \frac{I}{Y} \right) \quad (2-9)$$

Dimana :

F = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = Inersia balok

e = eksentrisitas dari c.g.c

A = Luas penampang balok

y = Gaya netral balok

f_r = modulus keruntuhan

2.5 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

2.5.1 Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas.

$$\Delta I_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o x L^4}{E_c x I} (\uparrow) \quad (2-10)$$

Dengan nilai P_o sebesar

$$P_o = \frac{8 x F_o x f}{L^2} \quad (2-11)$$

Dimana:

P_o	= Gaya Prategang (N)
f	= fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.c, mm)
L	= panjang efektif (mm)
E_c	= modulus elastisitas beton (MPa)
I	= Inersia Balok (mm)

2.5.2 Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta I_{me} = \frac{F_o \times e \times L^2}{8E_c \times I} (\downarrow) \quad (2-12)$$

Dimana:

F_o	= Gaya Prategang (N)
e	= eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok(mm)
L	= panjang efektif (mm)
E_c	= modulus elastisitas beton (MPa)
I	= Inersia Balok (mm)

2.5.3 Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan kebawah.

$$\Delta I_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times L^4}{E_c \times I} (\downarrow) \quad (2-13)$$

Dimana:

q_o	= Gaya Prategang (N)
e	= eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok(mm)
l	= panjang efektif (mm)
E_c	= modulus elastisitas beton (MPa)

$I = \text{Inersia Balok (mm)}$

Total lendutan yang terjadi dibagi menjadi 2 pada saat awal transfer gaya prategang dan setelah terjadi kehilangan, dimana terdapat perbedaan besar nilai gaya prategang yang bekerja.

2.6 Tinjauan Struktur Terhadap Gempa

Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726-2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%.

2.6.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) 1,0.

Tabel 2.4 Kategori Resiko Gedung Perkantoran

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

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_r
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.6.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Kantor Graha DCP didapatkan nilai N (tes Nspt) sampai kedalaman 20 meter lebih kecil dari 15, maka dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

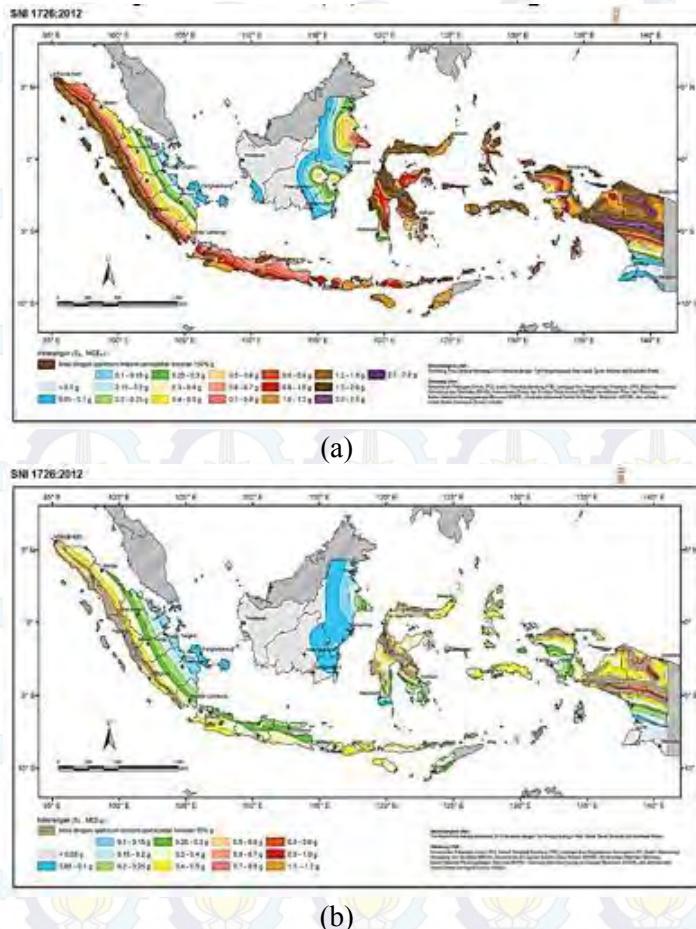
Tabel 2.6 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	N atau N_{cb}	\bar{s}_s (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:			
1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,			
2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan			
Kuat geser niralir $\bar{s}_s < 25$ kPa			
SI (tanah khasius, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki sifat-sifat diatas dan karakteristik berikut:		
	- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah		
	- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$)		
	Lapisan lempung lunak/setengah leluwih dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

2.6.3 Parameter Respon Spektral

Untuk daerah Jakarta mempunyai parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek 0,2 detik (Ss) sebesar 0,686 g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1detik (S1) sebesar 0,300 g.



Gambar 2.16 Parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan **(a)** untuk periode pendek 0.2 detik (Ss) **(b)** untuk periode 1 detik (S1)

2.6.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode

pendek 0,2 detik (SDS) dan periode 1 detik (SD1) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-14)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-15)$$

Dimana S_{MS} dan S_{M1} didapat dari tabel berikut

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s \quad (2-16)$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 \quad (2-17)$$

Fad an F_v didapat dari tabel 2.5 koefisien situs

Tabel 2.5 Koefisien Situs (a) F_a (b) F_v

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

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan 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	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Untuk periode pendek 0,2 detik (Ss) sebesar 0,686 g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik (S1) sebesar 0,300 g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki SDS sebesar 0,607 dan

SD1 sebesar 0,560.

2.6.5 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan **(a)** Pada periode pendek (SDS) **(b)** Pada periode 1 detik (SD1)

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

(a)

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

(b)

Untuk SDS sebesar 0,607 dan SD1 sebesar 0,560 dan kategori resiko II kategori desain seismic tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.7 Pondasi

Pondasi secara umum dapat dikelompokkan menjadi 2 (dua) kelompok besar sebagai berikut :

1. Pondasi Dangkal (Shallow Foundation)
 - Pondasi telapak (Spread Footing)
 - Pondasi rakit (Raft/mat Foundation)

2. Pondasi Dalam (Deep Foundation)
 - Pondasi tiang (Pile Footing)
 - Pondasi sumuran (Well Footing)
 - Pondasi kaison (Caisson Footing)

2.7.1 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung struktur/bangunan bila lapisan kuat terletak sangat dalam. Alasan memilih untuk menggunakan pondasi tiang antara lain :

- Dapat melimpahkan beban ke lapisan tanah pendukung yang kuat.
- Dapat menahan gaya angkat.
- Dapat menahan gaya horizontal.
- Dapat memadatkan tanah pasir lepas.
- Dapat mengurangi bahaya erosi.
- Dapat menahan beban melalui gesekan antara tanah dan pondasi

Tiang pancang yang biasa digunakan adalah tiang pancang pracetak yaitu tiang dari beton yang dicetak di suatu tempat dan kemudian diangkut ke lokasi rencana bangunan. Keuntungan penggunaan tiang pancang ini antara lain :

- a. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
- b. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
- c. Tiang pancang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
- d. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Kerugian pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

- a. Pengembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
- b. Kepala tiang kadang-kadang pecah akibat pemancangan.
- c. Pemancangan sulit, bila diameter terlalu besar.

- d. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran, dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
- e. Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengakuan dan pemancangan tiang.

2.7.2 Daya Dukung Tiang

Daya dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung/memikul beban. Dalam beberapa literatur digunakan istilah *pile capacity* atau *pile carrying capacity*.

a. Harga N koreksi

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut:
(TERZAGHI & PECK)

$$N' = 15 + 0.5 (N - 15) \quad (2-18)$$

dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah

N' = Harga N terkoreksi karena N dibawah muka air tanah

Untuk perhitungan bearing capacity tiang pondasi, dipakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (2-19)$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_S = Daya dukung akibat lekatton lateral

b. Daya dukung pada dasar pondasi

$$Q_P = \alpha q_p \times A_p = \alpha (N_p \times K) \times A_p \quad (2-20)$$

dimana :

\check{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi) =

$$\sum_{i=1}^n \frac{Ni}{n}$$

K = Koefisien karakteristik tanah:

12 t/m², untuk lempung

20 t/m², untuk lanau berlempung

25 t/m², untuk lanau berpasir

40 t/m², untuk pasir

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan diujung tiang

α = *base coefficient*

= 1,00 untuk driven pile

= 0,85 untuk bored pile (pada tanah jenis *clay*)

= 0,6 untuk bored pile (pada *Intermediate soil*)

= 0,5 untuk bore pile (pada tanah jenis *sands*)

c. Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_s = \beta \times q_s \times A_s = \beta (\check{N}_s/3 + 1) \times A_s \quad (2-21)$$

dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_p = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

β = *shaft coefficient*

= 1,00 untuk driven pile

= 0,80 untuk bored pile (pada tanah jenis *clay*)

= 0,65 untuk bored pile (pada *Intermediate soil*)

= 0,5 untuk bore pile (pada tanah jenis *sands*)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III

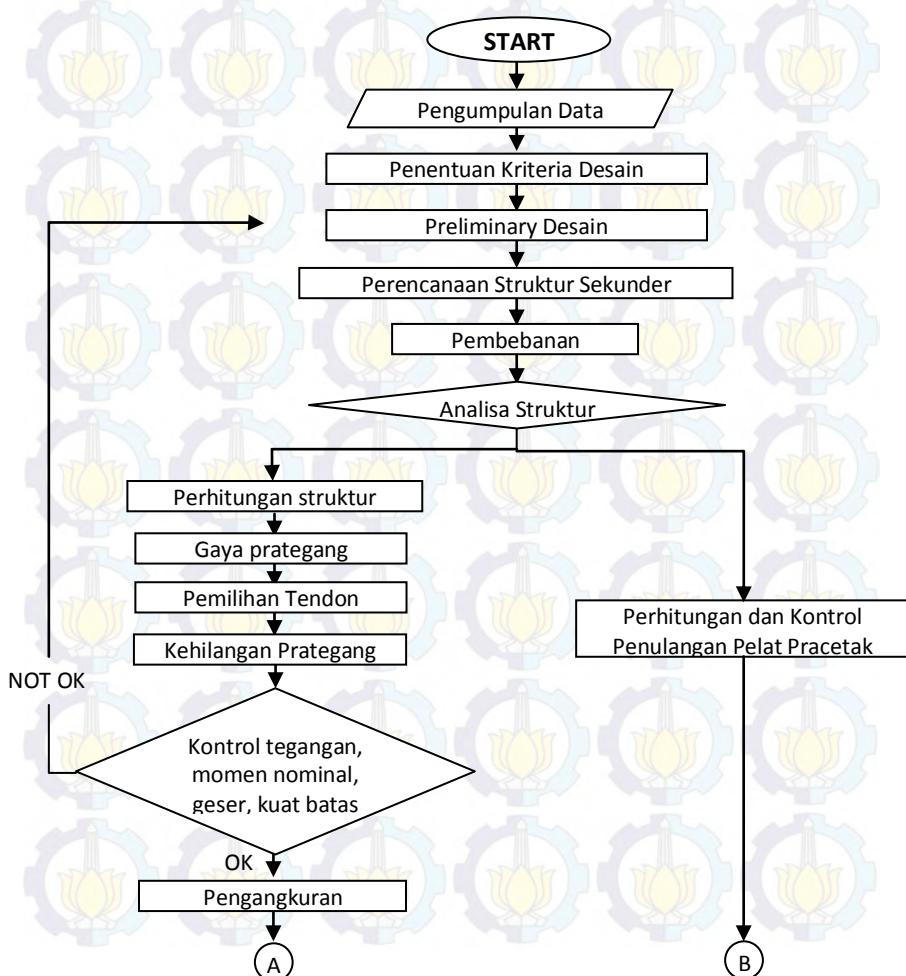
METODOLOGI

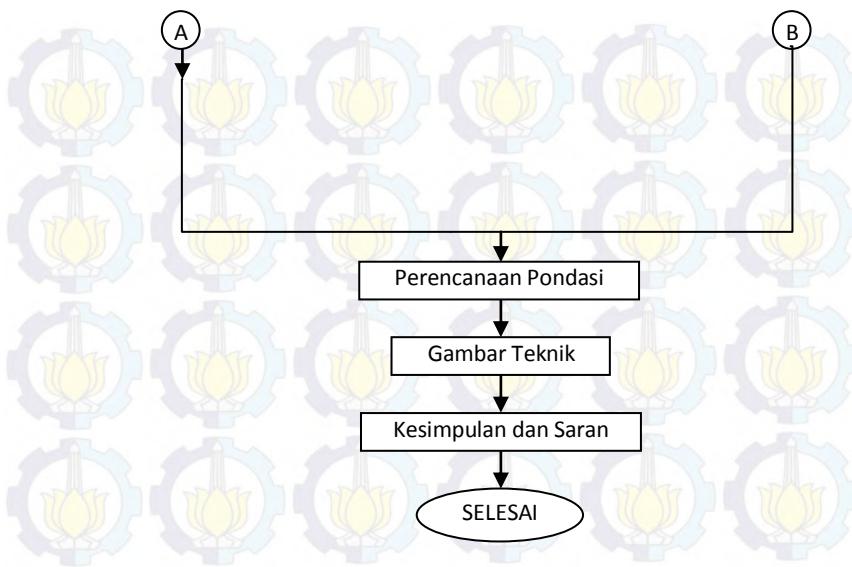
3.1 Umum

Sebelum melakukan perencanaan modifikasi balok dan kolom beton prategang serta pelat dengan beton pracetak pada proyek gedung kantor *Graha DCP* perlu disusun langkah – langkah penggerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan literatur dan pedoman perancangan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Berikut ini merupakan diagram alir tahapan perencanaan secara keseluruhan:





Gambar 3.1 Diagram alir perancangan modifikasi

Tahapan atau metode yang akan digunakan dalam perancangan gedung kantor Graha DCP dengan metode prategang dan pelat pracetak adalah :

3.3 Pengumpulan Data

Data-data perencanaan secara keseluruhan mencakup data umum bangunan, data bahan dan data tanah.

1. Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Kantor Graha DCP
- Lokasi : Jalan Lenteng Agung Barat Blok Madrasah no.7A, Jagakarsa, Jakarta Selatan, DKI Jakarta

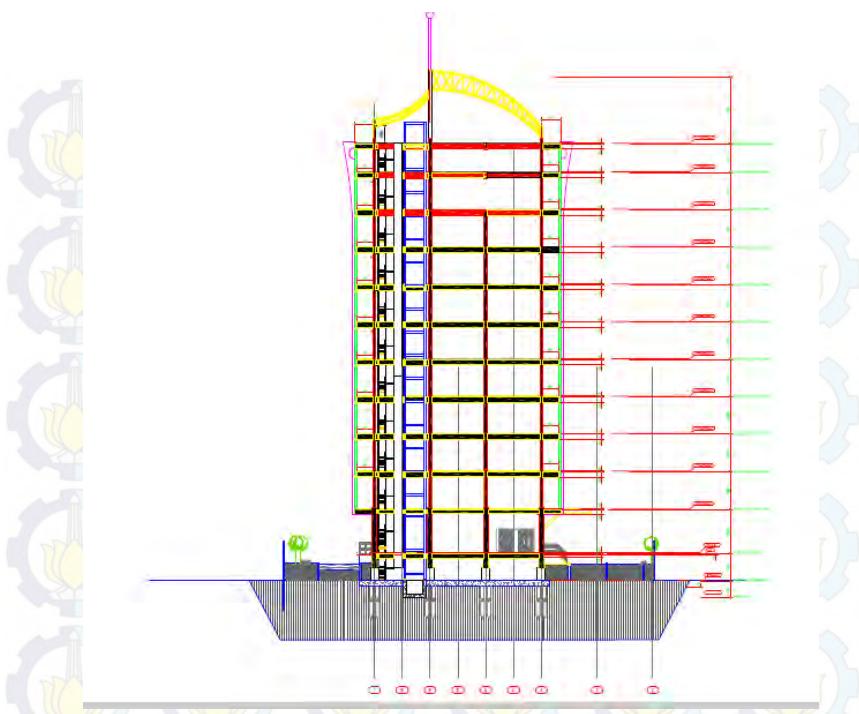
- Fungsi : Perkantoran
- Jumlah lantai : 12 lantai
- Tinggi bangunan : + 44, 4 m
- Total luas area : $\pm 3072 \text{ m}^2$
- Struktur utama : Struktur baja

2. Data Bahan :

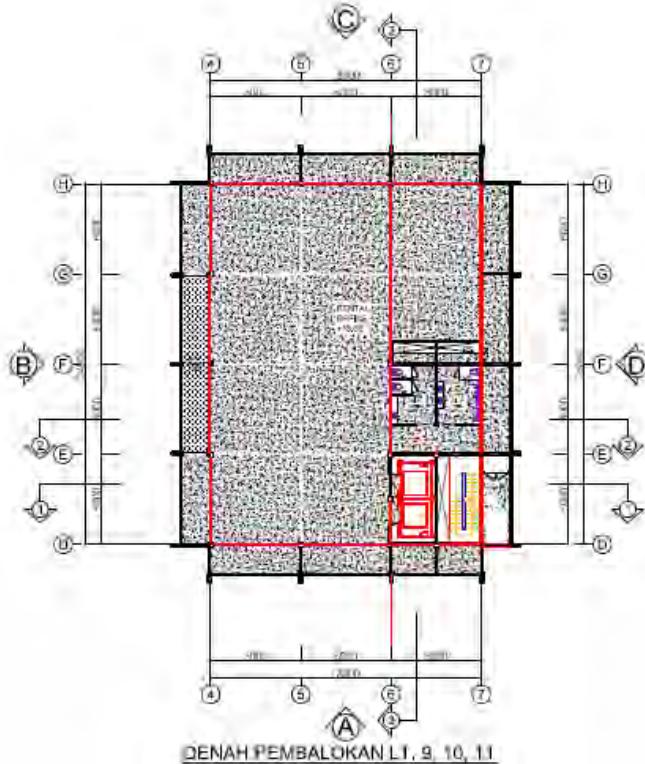
- Kekuatan tekan beton (f_c') = 30 MPa
- Tegangan leleh baja (f_y) = 390 Mpa
- Data Tanah = Seperti terlampir

3. Data Gambar

- Gambar Struktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)
- Gambar modifikasi



Gambar 3.2 Potongan Modifikasi



Gambar 3.3 Denah Pembalokan Modifikasi

3.4 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka dan tinjauan pustaka yang terlampir pada Bab II mengenai perancangan beton prategang dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam penggerjaan perencanaan gedung

1. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 1 (T.Y.Lin).
2. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 2 (T.Y.Lin).

3. Beton Prategang Jilid 1 (Edward G. Nawy)
4. Beton Prategang Jilid 2 (Edward G. Nawy)
5. Beton Prategang Edisi Kedua (PW Abeles, B.K Bardhah, F.H Turner)

Selain mengkaji studi literatur yang ada, Dalam perencanaan, digunakan juga beberapa peraturan perencanaan. Dalam perencanaan gedung The Capitol Park Apartement ini digunakan peraturan perencanaan yang terbaru, antara lain:

1. SNI 2847: 2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726: 2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 1727: 2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.
4. Perancangan Pembebaan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung 1983. (PPIUG 1983)
5. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBI 1971)

3.5 Kriteria Permodelan

Perencanaan permodelan yang akan digunakan dalam Studi yaitu :

Gedung	: Gedung Graha DCP Jakarta
Fungsi Bangunan	: Gedung Perkantoran
Lokasi	: Jakarta
Ketinggian	: ± 43.1 m
Jumlah Lantai	: 11 Lantai
Variabel Desain	: Balok Beton Prategang; Pelat Pracetak
Lokasi Beton Prategang	: Lantai 11 (Denah Terlampir)
Mutu Beton Prategang	: 40 Mpa

Mutu Baja Prategang : Brosur Terlampir
 Jenis Tanah : Tanah Lunak (SE)

3.6 Preliminary Desain

3.6.1 Penentuan desain kolom beton

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 $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (3-1)$$

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

3.6.2 Penentuan desain balok beton

Preliminary desain balok beton prategang dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013. Penampang awal balok beton prategang di desain menggunakan beberapa asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok

$$h_{min} = \frac{L}{20} \quad (3-2)$$

Selain itu, balok prategang harus didesain berdasarkan ketentuan ketentuan yang ada pada SNI 2847:2013 pasal 18.

3.6.3 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 2847-2013pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
 - a. Untuk α_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 α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

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

(SNI 2847-2013, persamaan 9-12) dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk α_m lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (3-4)$$

(SNI 03-2847-2013, persamaan 9-13) dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dimana :

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek

a_m = nilai rata-rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

3.7 Perencanaan Struktur Sekunder

3.7.1 Perencanaan Tulangan Tangga

Perencanaan tangga diasumsikan perletakan sendi – rol.

Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

$$- 64 \leq 2.t + i \leq 65 \quad (3-5)$$

– Syarat kemiringan tangga : $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

l = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

α = Kemiringan tangga

3.7.2 Perencanaan Pelat

3.7.2.1 Perhitungan Tulangan Geser

Sedangkan untuk perhitungan kebutuhan tulangan geser, dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

$$2. \text{ Cek } V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_{c'}} \cdot b_w \cdot d \right) \quad (3-6)$$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

- $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
- $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum
- $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
- $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \quad \phi(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser
dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (3-7)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} \cdot bw \cdot d \quad (3-8)$$

$\phi = 0,6$ (untuk geser)

Keterangan :

V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

4. Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.4 :

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasangkan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.

3.7.2.2 Perhitungan Tulangan Susut

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

3.7.2.3 Kontrol Retak Tulangan

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baha tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat lelehmelebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847-2013, Pasal 10.6.4.

Dengan :

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (\text{SNI -2847-2013, Pasal 10.6.4}) \quad (3-9)$$

Dimana :

$Z \leq 30.000 \text{ N/mm}$ untuk penampang dalam ruangan,

$Z \leq 25.000 \text{ N/mm}$ untuk di luar ruangan,

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, boleh diambil sebesar $0,60 f_y$ (MPa)

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan atau kawat yang terdekat (mm)

$$A = \frac{2d_c b}{n}$$

A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dibagi dengan jumlah n batang tulangan atau kawat (mm^2)

3.7.3 Perencanaan Tulangan Balok Anak

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).

3.7.4 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.

3.8 Pembebanan

3.8.1 Pembebanan Struktur

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 dan ketentuan SNI 2847-2013.

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 SNI 1727- 2013 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 SNI 1727 - 2013.

Tabel 3.1 Beban mati pada struktur

Beban Mati	Besar Beban
Batu alam	2600 kg / m ²
Beton bertulang	2400kg / m ²
Dinding pasangan 1/2 bata	250kg / m ²
Kaca setebal 12 mm	30kg / m ²
Langit-langit penggantung	18kg / m ²
Lantai ubin semen portland	24kg / m ²
Spesi per cm tebal	21kg / m ²

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 SNI 1727-2013.

Tabel 3.2 Beban hidup pada struktur

Beban Hidup Lantai Bangunan	Besar Beban
Lantai perkantoran/Restoran	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

2) Beban Gempa

Beban gempa berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2012) daerah Surabaya. Pembebaan gravitasi struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen hanya diterima oleh frame. Pembebaan 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 pembebaan yang ada.

Analisa beban gempa beadasarkan SNI 1726-2012 meliputi :

- Penentuan respon spectrum

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI-1726-2012

- Respon seismik (C_s)

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

(Persamaan 7.8-2 SNI -1726-2012) (3-10)

Dimana :

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

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

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

nilai C_s max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3-11)$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_s \times W \quad (3-12)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3-13)$$

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) Beban Angin (*Wind Load/WL*)

Berdasarkan Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung 1983 :

- Untuk struktur rangka ruang dengan penampang melintang berbentuk bujursangkar dengan arah angin 45° terhadap bidang-bidang rangka, koefisien angin untuk kedua bidang rangka di pihak angin masing-masing 0,65 (tekan) dan untuk kedua rangka di belakang angin masing-masing 0,5(isap)
- Kecuali itu, masing-masing rangka harus diperhitungkan terhadap beban angin yang bekerja dengan arah tegak lurus pada salah satu bidang rangka, koefisien angin untuk rangka pertama di pihak angin adalah 1,6 (tekan) dan untuk rangka kedua di belakang angin adalah 1,2 (isap)
- Untuk atap segitiga majemuk, untuk bidang-bidang atap di pihak angin dengan $\alpha < 65^\circ$ koefisien ($0,2\alpha - 0,4$) (tekan), dan untuk semua bidang atap di belakang angin untuk semua α adalah 0,4 (isap)
- Tekanan tiup (beban angin) di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km daripantai harus diambil minimum 40 kg/m²

3.8.2 Kombinasi Pembebatan

Kombinasi pembebatan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L$

3. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4. $U = 1,0 D + 1,0 L$
5. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

D : beban mati

E : beban gempa

L : beban hidup

U : beban ultimate

3.9 Perhitungan Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada studi ini, metode yang digunakan adalah post-tension atau pasca tarik. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

3.9.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang. Gaya prategang berpengaruh pada tendon dan baja sesuai dengan eksentrisitas yang digunakan. Penentuan gaya prategang ditentukan dengan menggunakan rumus umum sebagai berikut:

$$(3-14)$$

Dimana :

F = gaya prategang yang diberikan

A = luasan penampang beton

E = eksentrisitas antara kabel prtgang dengan sumbu netral beton

W = momen resisten beton (I/y)

M_{DL} = Momen yg terjadi akibat beban mati

M_{LL} = Momen yang terjadi akibat beban hidup

3.9.2 Tegangan Ijin

Penentuan tegangan ijin berdasarkan SNI 2847:2013. Tegangan beton tidak boleh melampaui nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.5.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat pemberian gaya pratekan (sebelum kehilangan) :

$$0.60f_{ci} \text{ Tegangan tekan serat terluar}$$

$$0.5\sqrt{f_{ci}} \text{ Tegangan tarik serat terluar}$$

Dimana : $f'ci$ = kuat tekan beton saat jacking

- Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan :

$$0.45f'c \text{ Tegangan tekan serat terluar}$$

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

$$0.62\sqrt{f'c} < ft \leq \sqrt{f'} \text{ Tegangan tarik serat terluar kelas T}$$

$$ft > \sqrt{f'c} \text{ Tegangan tarik serat terluar kelas C}$$

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat penarikan kabel (Jacking):

$$0.94 \text{ fpy atau } < 0.8 \text{ fpu}$$

- Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya pratekan :

$$0.70 \text{ fpu}$$

3.9.3 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Setelah memilih tendon baja prategang, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel.

Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

3.9.4 Kehilangan Prategang

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

1. Kehilangan Segera (langung)

Kehilangan gaya prategang langsung akibat :

- a. Perpendekan elastis beton

Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastic beton :

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3-15)$$

Dimana :

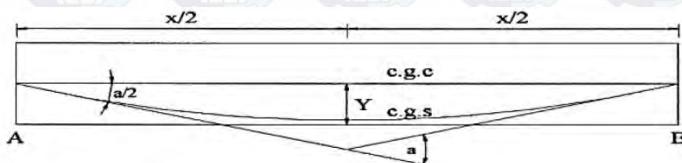
Kes = koefisien perpendekan

(untuk pasca-tarik Kes = 0.5)

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

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

- b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon



Gambar 3.4 Sudut Pusat Tendon

Kehilangan gaya prategang akibat friksi dan *wobble effect* :

(3-16)

Dimana :

F₂ = gaya prategang pada titik 1F₁ = gaya prategang pada titik 2

e = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

 μ = koefisien geseran akibat kelengkungan kabel α = Sudut pada tendon

K = Koefisien wobble

L = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

c. Kehilangan akibat slip angkur

Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur :

$$\Delta = \frac{s_{rata-rata}}{\Delta a} \quad (3-17)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma}{E_s} \quad (3-18)$$

Dimana :

 Δ = kehilangan gaya prategang (%) Δa = deformasi pada angkur σ = tegangan pada betonE_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

S_{rata2} = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

2. Kehilangan tergantung waktu

Kehilangan gaya prategang tergantung waktu akibat :

a. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak

- Perhitungan rangkak pada bonded tendon

$$CR = Kcr * (Es/Ec) [fcir - fcds] \quad (3-19)$$

Dimana :

CR = kehilangan prategang akibat rangkak

Kcr = koefisien rangkak ;
pratarik (2.0);
pascatarik (1.6)

Es = Modulus elastisitas baja

Ec = Modulud elastisitas beton

Fcir = tegangan beton sesaat setelah transfer gaya
prategang

Fcds = tegangan beton pada pusat berat tendon akibat
dead load

- Perhitungan rangkak pada unbonded tendon

$$CR = Kcr * (Es/Ec) * fcpa \quad (3-20)$$

Dimana :

fcpa = tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat
tendon

b. Kehilangan gaya prategang akibat susut Kehilangan gaya
prategang akibat susut :

$$SH = (8,2/10-6)KSH * Es [1-0,06(v/s)][100-RH] \quad (3-21)$$

Dimana :

SH = kehilangan tegangan pada tendon akibat
penyusutan

Es = Modulus elastisitas baja

v = Volume beton dari suatu komponen struktur
prategang

s = Luas permukaan dari komponen struktur beton prategang

RH = kelembapan udara relative

Ksh = koefisien penyusutan

Tabel 3.3 Koefisien Penyusutan

Selisih waktu antara pengeciran dan Prategang (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

c. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang

Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja :

$$RE = [Kre \cdot J(SH + CR + ES)] * C \quad (3-22)$$

Dimana :

RE = Kehilangan tegangan

C = faktor relaksasi yang tergantung jenis kawat

Kre = koefisien relaksasi

J = Faktor waktu

SH = Kehilangan tegangan akibat susut

CR = Kehilangan tegangan akibat rangkak

ES = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elasstis

3. Kehilangan Akibat Kekakuan Kolom

Kehilangan akibat kekakuan kolom dihitung berdasarkan persamaan pada Bab 2.7

3.9.5 Kontrol Momen Retak

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

$$\begin{aligned} \text{Mcr} &= M_1 + M_2 M_1 \\ &= F \times (e + K_t) \\ M_2 &= Fr \times W_b \\ Fr &= 0,7\sqrt{f'_c} \end{aligned} \quad (3-23)$$

Dimana :

Mcr = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

E = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang Beton

K_t = daerah kern diatas sumbu netral beton

Fr = tegangan tarik pada serat terluar beton

W_b = momen resisten bawah (I/Y_b)

3.9.6 Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dapat dihitung menggunakan perumusan pada SNI 2847:2013 Ps.18.7.

Momen nominal adalah momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang berfungsi untuk menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung menggunakan persamaan :

Dengan ketentuan :

$$\varphi M_n > M_u ; \quad \varphi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3-24)$$

Dimana :

- M_n = Momen nominal
- M_u = Momen ultimate ($1.2M_d + 1.6M_l$)
- A_{ps} = luasan tendon prategang
- f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal
- d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton
- b = lebar penampang beton
- f'c = mutu beton
- ϕ = angka reduksi (0.9)

3.9.7 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

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

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3-25)$$

Dimana :

- M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang
- M_u = momen *ultimate* balok prategang
- M_n = Kapasitas penampang
- ϕ = Faktor reduksi

3.9.8 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 2847:2013 ps.11.3. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.9.9 Kontrol Lendutan

Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Ps.9.5.4) batas lendutan terdapat pada SNI 2847:2013 tabel 9.5(b) Lendutan pada elemen struktur beton prategang disebabkan oleh beberapa hal, yaitu :

- a. Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tepi balok

Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok terjadi karena terdapat jarak antara eksentrisitas tepi balok dan sumbu netral penampang beton. Hal ini mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah.

- b. Lendutan yang diakibatkan tekanan tendon prategang

Tendon yang diberikan gaya prategang mengakibatkan balok menerima lendutan dengan arah ke atas.

- c. Lendutan yang diakibatkan beban sendiri balok

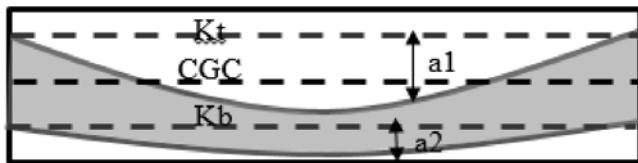
Balok prategang memiliki berat sendiri yang mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah pada balok itu sendiri.

- d. Lendutan yang diakibatkan beban mati dan hidup yang bekerja diatas balok

Beton prategang juga menerima lendutan yang terjadi akibat adanya gaya dari luar berupa beban mati dan beban hidup yang mengakibatkan lendutan ke arah bawah. Beban-beban yang bekerja terbagi menjadi beban terpusat dan beban merata.

3.9.10 Daerah Limit Kabel

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



Gambar 3.5 Daerah Limit Kabel

3.9.11 Pengangkuran

Pengangkuran dilakukan untuk mencegah kegagalan yang diakibatkan hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps.18.13 Daerah pengangkuran harus dianggap tersusun dari dua daerah, yaitu :

- a. Daerah lokal adalah prisma persegi (atau prisma persegi ekivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulang pengekang
- b. Daerah umum adalah daerah pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarluaskan secara lebih merata pada seluruh penampang.

3.10 Analisa Dampak Pemberian Prategang Terhadap Struktur Gedung Saat Jacking

Analisa dampak terhadap struktur gedung akibat pemberian prategang pada balok beton prategang dilakukan pada hubungan balok beton prategang-kolom. Analisa menggunakan program SAP 2000.

3.11 Perencanaan Pondasi dan Kontrol

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa 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 bebananya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebananya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah *Soil Penetration Test* (SPT).

Nilai SPT diambil 4 D keatas & 4 D kebawah

a. Jumlah tiang pancang yang diperlukan (n)

$$n = \frac{\sum P_u}{P_{ijin}} \quad (3-26)$$

$$S \geq \frac{1,57(D)_{\min} - 2D}{m + n - 2} \quad (3-27)$$

$$\text{Efisiensi tiang } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \quad (3-28)$$

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

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{My \times X \max}{\Sigma x^2} + \frac{Mx \times Y \max}{\Sigma y^2} \quad (3-29)$$

Pult = Efisiensi tiang x Pu 1 tiang berdiri

b. Kontrol Kekuatan Tiang

$$P_{ult} \geq P_{perlu}$$

$$P_{perlu} = P_{maks}$$

c. Kontrol Geser Ponds Pada Poer :

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 :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3-30)$$

SNI 2847-2013 pasal 11.11.12.1(a)

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3-31)$$

SNI 847-2013 pasal 11.11.12.1(b)

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3-32)$$

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

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

a_s = 30, untuk kolom tepi

= 40, untuk kolom tengah

= 20, untuk kolom pojok

$\Phi V_c > P_u \dots \dots \text{OK}$ (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

3.12 Gambar Teknik

3.13 Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan berupa perbandingan kelebihan dan kekurangandari masing masing tipe hubungan balok – kolom dan dicari manakah yang paling efektif dan efisien dari kempat system hubungan balok beton prategang – kolom tersebut yang nantinyaakan digunakan untuk perencanaan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

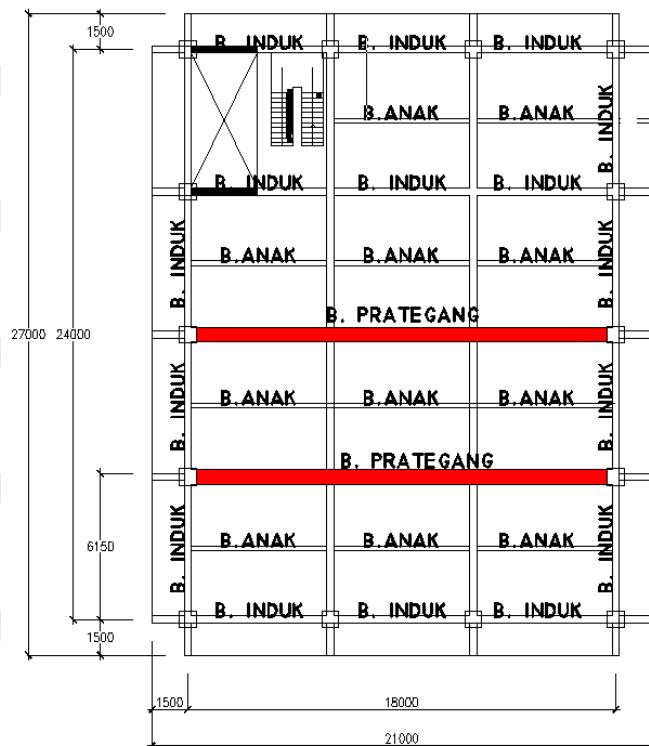
4.1.1 Umum

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, pelat, kolom, dan balok pratekan Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

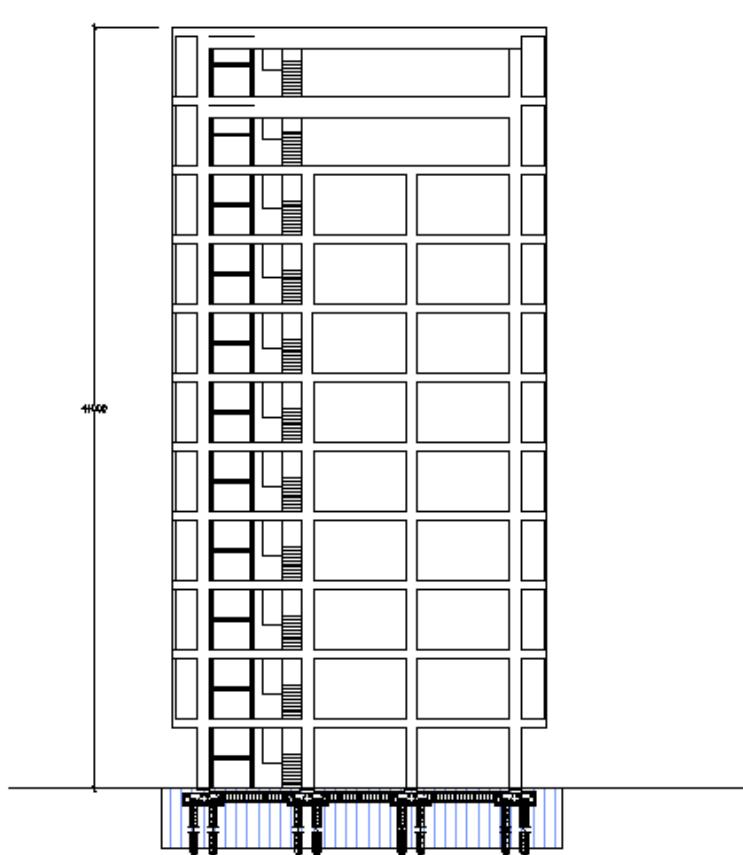
4.1.2 Data Perencanaan

Permodelan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Berikut ini adalah data-data pemodelan struktur gedung.

Gedung	: Kantor Graha DCP
Fungsi Bangunan	: Gedung Perkantoran
Lokasi	: Jakarta
Ketinggian	: ± 43.1 m
Jumlah Lantai	: 11 Lantai
Variabel Desain	: Beton Prategang
Lokasi Beton Prategang	: Lantai 10 (Denah Terlampir)
	: Lantai 11 (Denah Terlampir)
Mutu Beton Prategang	: $f'c$ 40 Mpa
Mutu Baja Prategang	: Brosur Terlampir
Jenis Tanah	: Tanah Lunak (SE)



Gambar 4.1 Denah Permodelan Gedung



Gambar 4.2 Potongan Permodelan Gedung

4.1.3 Preliminary Design Balok Prategang

Dimensi balok prategang pada portal dalam preliminary desain direncanakan sebagai berikut,

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

$$b = \frac{1}{2} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok(cm)

h = tinggi balok(cm)

b = lebar balok(cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki $L = 1800$ cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{1800}{20} = 90 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 90 = 45 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok prategang dengan dimensi 60/90.

4.1.4 Perencanann Dimensi Balok

Modifikasi pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam).

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.a adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

Untuk lebar balok diambil $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok :

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

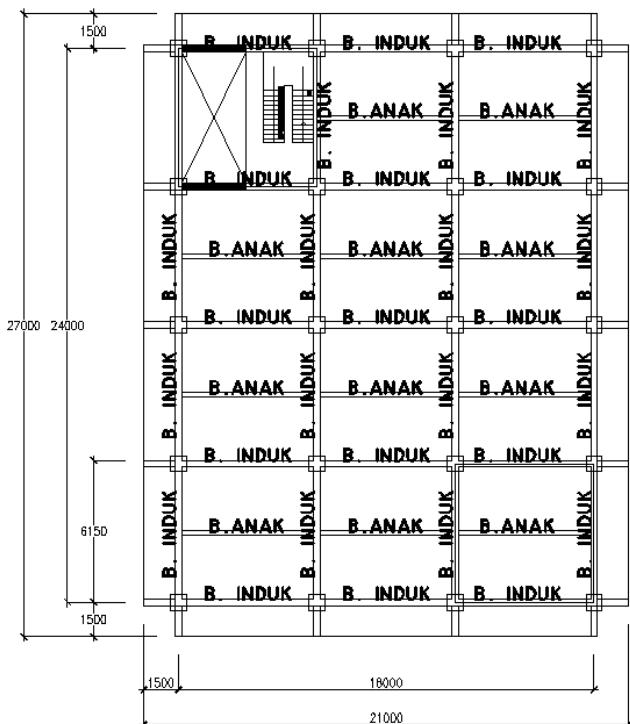
Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor dari balok

f_y = mutu baja tulangan



Gambar 4.3 Denah pembalokan

4.1.5 Dimensi Balok Induk Non Prategang

Dimensi balok induk direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 420 MPa sehingga digunakan :

- **Balok induk memanjang : L = 6 meter**

$$h_{\min} = \frac{L}{16} = \frac{6}{16} = 0,38 \text{ m}$$

$h_{\min} = 0,38 \text{ m}$ digunakan $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

$$b = \frac{2 \cdot h}{3} = \frac{2 \times 0,38}{3} = 0,26 \text{ m}$$

Digunakan $b = 0,3 \text{ m}$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 30 / 50 cm

- **Balok induk memanjang : $L = 1,8 \text{ meter}$ (Balok level)**

$$h_{\min} = \frac{L}{16} = \frac{1,8}{16} = 0,12 \text{ m}$$

$h_{\min} = 0,12 \text{ m}$ digunakan $h_{\min} = 0,5 \text{ cm}$

$$b = \frac{2 \cdot h}{3} = \frac{2 \times 0,12}{3} = 0,08 \text{ m}$$

Digunakan $b = 0,3 \text{ m}$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 30 /50 cm

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok	Lb	h_{\min}	B	h_{pakai}	b_{pakai}	Dimensi
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
B1	6	0,38	0,26	0,5	0,3	30/50
B2	1,8	0,12	0,08	0,5	0,3	30/50

4.1.6 Dimensi pelat dan balok anak Non Prategang

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.1 adalah sebagai berikut :

4.1.6.1 Dimensi pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum baik untuk satu arah maupun dua arah sesuai kriteria 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).

4.1.6.2 Penentuan perencanaan pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum baik untuk satu arah maupun dua arah sesuai kriteria 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).

4.1.6.3 Data perencanaan tebal pelat lantai dan atap

Pelat yang direncanakan 2 jenis dengan dimensi luas beragam, yaitu :

- Pelat tipe A : 3000 x 3000 mm² (pelat satu arah)
- Pelat tipe B : 1800 x 3000 mm² (pelat satu arah)

Untuk perhitungan pelat satu arah tipe A.

$$Ln = 6000 - \left(\frac{\frac{50}{2}}{2} + \frac{\frac{30}{2}}{2} \right) = 5650 \text{ mm}$$

$$Sn = 3000 - \left(\frac{\frac{30}{2}}{2} \right) = 2750 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{5650}{2750} = 2,06 \text{ (pelat satu arah, hmin berdasarkan SNI 2847-2013 tabel 9.5(a))}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{36} 2,85 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 0,077 \text{ m}$$

Maka dipakai tebal pelat 14 cm

Tabel 4.2 Rekapitulasi Preliminary Pelat

Tipe Pelat	Sn (mm)	Ln (mm)	β	h_{\min} (m)	h_{pakai} (m)	Jenis tulangan
A	2750	5650	2,06	0,077	0,14	satu arah
B	1650	5650	2,53	0,077	0,14	satu arah

4.1.6.4 Dimensi Balok Anak

Direncanakan sebagai tumpuan menerus. Mutu beton 25 Mpa, Baja 420 MPa, sehingga digunakan :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L$$

Untuk lebar balok diambil 2/3 dari tinggi balok

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

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = panjang kotor dari balok

- Balok anak (BA)

$$h_{min} = \frac{1}{21} L_b$$

$$h_{min} = \frac{1}{21} 6 = 0,28 \approx 0,4 \text{ m}$$

Maka digunakan h_{min} sebesar 40 cm dan b sebesar 20cm

Dimensi yang direncanakan adalah 20/40

Tabel 4.3 Rekapitulasi Preliminary Balok Anak

Tipe balok	L (cm)	h_{min} (cm)	B (cm)	h_{paku} (cm)	b_{paku} (cm)
BA	600	28	17	40	20

4.1.7 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom akan ditinjau berdasarkan kolom yang mengalami beban terbesar.

Beban mati

BP	$0,9 \times 0,6 \times 2400 \times 1800 \times 2$	=	46656
B1	$6 \times 0,3 \times 0,5 \times 2400 \times 11$	=	23760
B2	$1,8 \times 0,3 \times 0,5 \times 2400 \times 11$	=	7128
Pelat A	$3 \times 6 \times 0,155 \times 2400 \times 11$	=	73656
Pelat B	$1,8 \times 6 \times 0,155 \times 2400 \times 11$	=	44193,6
BA	$6 \times 0,2 \times 0,4 \times 2400 \times 11$	=	9504
Tegel	$6 \times 6 \times 24 \times 11$	=	9504
Dinding $\frac{1}{2}$ bata	$6 \times 6 \times 250 \times 11$	=	99000
Plafond	$6 \times 6 \times 11 \times 11$	=	4356
Penggantung	$6 \times 6 \times 7 \times 11$	=	2772
Plumbing	$6 \times 6 \times 25 \times 11$	=	9900

Spesi	$6 \times 6 \times 21^2 \times 11$	=	8316
Aspal	$6 \times 6 \times 0,01 \times 1400 \times 1$	=	504
Sanitasi	$6 \times 6 \times 20 \times 11$	=	7920
Total		=	347269,6 kg
Beban hidup			
Atap	$6 \times 6 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 1$	=	3600
Lantai	$6 \times 6 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 10$	=	90000
Total		=	93600 kg

Koefisien reduksi beban hidup untuk kantor adalah 0,75 (PPIUG tabel 3.3). Beban hidup menjadi $93600 \times 0,75 = 70200$ kg.

Maka berat total berdasarkan kombinasi pembebanan.

$$1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = (1,2 \times 347269,6) + (1,6 \times 70200) = 528923,52 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa memiliki faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$\text{Prelim kolom } A = \frac{W}{\phi f_{rc}} = \frac{528923,53}{0,65 \times 30} = 2712,74 \text{ cm}^2$$

Dianggap penampang persegi, maka dimensi minimumnya adalah $\sqrt{2712,74} = 52,182 \text{ cm}$. Maka dipakai dimensi kolom 70/70 cm. Untuk efisiensi kolom 70 x 70 digunakan pada lantai 1 s/d 5, sedangkan 60 x 60 pada lantai 6 sampai atap.

4.2 Perhitungan Struktur Sekunder

4.2.1 Perhitungan pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 6 cm dan pelat cor setempat (*overtopping*) 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebaran Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-2013). Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengcoran 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 bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulangan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada 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 = 14 cm
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 420 MPa
- Diameter tulangan rencana = 12 mm

4.2.1.2 Pembebatan Pelat Lantai

Sebelum komposit

Dalam pembebatan sebelum komposit akan diperhitungkan dua keadaan yaitu :

1. Berat orang yang bekerja dan peralatannya saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja dan berat topping.
2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping saja.

Pada kedua keadaan ini diambil nilai yang paling kritis.

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban pelu diadakan penambahan ketebalan topping setebal 0,02 sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,08 m (dalam perhitungan beban saja).

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	$= 0,08 \times 2400$	$= 192 \text{ kg/m}^2$
Berat topping	$= 0,06 \times 2400$	<u>$= 144 \text{ kg/m}^2$</u> +
	DL	$= 336 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup (LL)

Beban kerja		$= 250 \text{ kg/m}^2$
-------------	--	------------------------

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	$= 0,14 \times 2400$	$= 336 \text{ kg/m}^2$
Plafon + penggantung	$= 11+7$	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Ubin ($t = 2 \text{ cm}$)	$= 0,02 \times 2400$	$= 48 \text{ kg/m}^2$
Spesi ($t = 2 \text{ cm}$)	$= 0,02 \times 2100$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Ducting AC+pipa	$= 10 + 5$	<u>$= 15 \text{ kg/m}^2$</u> +
	DL	$= 459 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada lantai		$LL = 250 \text{ kg}$
-------------------------	--	-----------------------

4.2.1.3 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	$= 0,08 \times 2400$	$= 192 \text{ kg/m}^2$
Berat topping	$= 0,06 \times 2400$	<u>$= 144 \text{ kg/m}^2$</u> +

$$DL = 336 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup (LL)

Beban kerja

Beban air hujan

$$\begin{aligned} LL &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ &= 20 \text{ kg/m}^2 + \\ &= 120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri

$$= 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

Plafon+penggantung

$$= 11+7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

Aspal ($t = 1 \text{ cm}$)

$$= 0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$$

Spesi ($t = 2 \text{ cm}$)

$$= 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

Ducting AC+pipa

$$= 10 + 5 = 15 \text{ kg/m}^2 +$$

$$DL = 425 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada atap

$$= 100 \text{ kg/m}^2$$

Beban air hujan

$$= 20 \text{ kg/m}^2 +$$

$$LL = 120 \text{ kg/m}^2$$

Sesuai SNI 03 – 1727 – 2012, beban hidup dapat direduksi 20% untuk komponen yang menumpu 2 lantai atau lebih.

$$\text{Beban hidup} = 0,8 \times 120 \text{ kg/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan bedasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1 didapatkan

$$Qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ DL}$$

Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai** :

- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Qu = 1,2 \times 192 + 1,6 \times 250 = 630 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang

$$Qu = 1,2 \times 336 + 1,6 \times 0 = 403 \text{ g/m}^2$$

- Keadaan 3, setelah komposit

$$Qu = 1,2 \times 459 + 1,6 \times 250 = 951 \text{ kg/m}^2$$

Serta perhitungan kombinasi pembebanan **pelat atap** :

- Keadaan 1, ada beban kerja

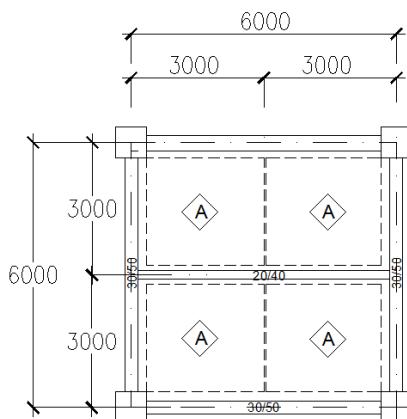
$$Qu = 1,2 \times 192 + 1,6 \times 120 = 422 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 2, topping telah terpasang

$$Qu = 1,2 \times 336 + 1,6 \times 0 = 403 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 3, setelah komposit

$$Qu = 1,2 \times 425 + 1,6 \times 96 = 664 \text{ kg/m}^2$$

4.2.1.4 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas. Tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan. Perhitungan pelat A dengan dimensi $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ yang dianggap mewakili perhitungan pelat lainnya.

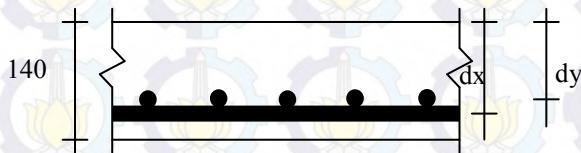


Gambar 4.4 Tipe plat A 300 cm x 300 cm

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 Dimensi pelat $= 300 \text{ cm} \times 300 \text{ cm}$

Tebal pelat pracetak	= 80 mm
Tebal overtopping	= 60 mm
Tebal decking	= 40 mm
Diameter tulangan rencana	= 12 mm
Mutu tulangan baja (fy)	= 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa



Gambar 4.5 Potongan Pelat

- Kondisi sebelum komposit

$$dx = 80 - 20 - \frac{12}{2} = 54 \text{ mm}$$

$$dy = 80 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 42 \text{ mm}$$

- Kondisi sesudah komposit

$$dx = 140 - 20 - \frac{12}{2} = 114 \text{ mm}$$

$$dy = 140 - 40 - 12 - \frac{12}{2} = 102 \text{ mm}$$

- Untuk mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$ bedasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3 harga dari β_1 adalah sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - (8/1000) \times (f'_c - 30) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \times (30 - 30) = 0,85$$

Dengan demikian maka batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang diisyaratkan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023\end{aligned}$$

$\rho_{\min} = 0,0018$ sesuai SNI 2837-2013 Pasal 7.12.2.1

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0018

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$Ly = 600 - (50/2 + 30/2) = 560 \text{ cm}$$

$$Lx = 300 - (50/2) = 275 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{560}{275} = 2,1 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Pada penulungan pelat terdapat penulungan pelat arah X dan penulungan pelat arah Y. pada penulungan pelat arah X penulungan pada tumpuan sama dengan pada lapangan hanya saja letak tulang tulangan tariknya diatas sedangkan pada daerah lapangan tulang tulangan tariknya berada dibawah. Tulangan lapangan dan tulang tumpuan baik arah X maupun arah Y direncanakan menggunakan D12 mm.

4.2.1.5 Perhitungan Penulungan Pelat Sebelum Komposit

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak beban pada keempat tepinya dan terjepit dikedua sisinya :

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{560}{275} = 2,1$$

- $M_{ulx}^{(+)} = M_{utx}^{(-)} = 0,001 QuL_x^2 x \rightarrow x = 34$
- $M_{uly}^{(+)} = M_{uty}^{(-)} = 0,001 QuL_y^2 y \rightarrow y = 38$

✓ **Penulangan arah X**

$$\text{Mul}^{(+)} = \text{Mut}^{(-)} = 0,001 \times 572,8 \times 560^2 \times 34 = 8564039,68 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{8564039,68}{0,8 \times 1000 \times 34^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,82}{420}} \right) = 0,0020$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0020 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0020 \times 1000 \times 34 = 227,31 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$S \leq 3 \times 60 \\ \leq 180 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_s_{\text{perlu}}}{A_s D_{12}} \\ = \frac{227,31}{113,09} = 2,04 \approx 4 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D_{12}} \\ = 4 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ = 452 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 4 D12-250 mm.

✓ **Penulangan arah Y**

$$\text{Muly}^{(+)} = \text{Muty}^{(-)} = 0,001 \times 572,8 \times 2,75^2 \times 38 = 2308196 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{2308196}{0,8 \times 1000 \times 53^2} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,6}{420}} \right) = 0,0093$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0093 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,0093 \times 1000 \times 53 = 436,23 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$S \leq 3 \times 60$$

$$\leq 180 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As D \phi 12}$$

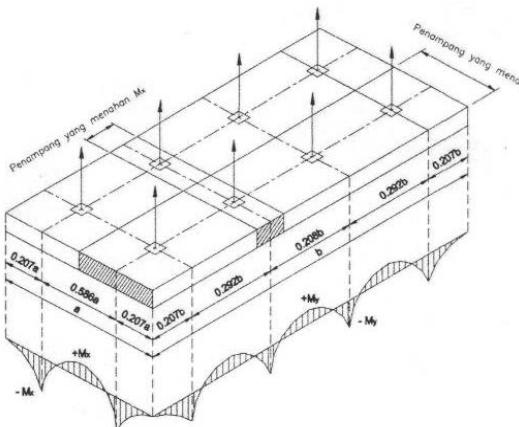
$$= \frac{436,23}{113,09} = 3,62 \approx \text{dipakai 5 buah}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A D_{12} \\ &= 5 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ &= 565 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 5 D12-250 mm

4.2.1.6 Perhitungan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

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 ditunjukkan pada gambar 4.6 dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu :



Gambar 4.6 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)

$$M_x = 0,054 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,027 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe-A : $300 \times 600 \text{ cm}$ ($L_x = 275 \text{ cm}$, $L_y = 560 \text{ cm}$)

Ditentukan $a = 2,75 \text{ m}$ dan $b = 5,60 \text{ m}$

Dengan $w = (0,07 \times 2400) = 168 \text{ kg/m}$

Maka :

$$M_x = 0,054 \times 168 \times 2,75^2 \times 5,60 = 195,5 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,027 \times 168 \times 2,75 \times 5,60^2 = 101 \text{ kgm}$$



Penulangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{195529,95}{0,8 \times 1000 \times 34^2} = 0,21$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,21}{420}} \right) = 0,0005$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0005 < \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0018 \times 1000 \times 34 = 113,33 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :
Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat, maka :

$$S \leq 3 \times 60 \\ \leq 180 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S D12}} \\ = \frac{113,33}{113,09} = 1,00 \approx \text{dipakai 2 buah}$$

$$A_{\text{pasang}} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D12} \\ = 2 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ = 226,18 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2 D12-200 mm

✓ Penulangan arah Y

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{101320,065}{0,8 \times 1000 \times 22^2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,26}{420}} \right) = 0,0006$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0006 < \rho_{\text{min}} = 0,0018$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0018 \times 1000 \times 42 = 73,33 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :
Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat, maka :

$$S \leq 3 \times 60 \\ \leq 180 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s D12}} \\ &= \frac{73,36}{113,09} = 0,65 \approx \text{dipakai 2 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D12} \\ &= 2 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ &= 226 \text{ mm}^2 > \text{As perlu OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2 D12-100 mm.

4.2.1.6 Penulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Qu = 893 \text{ kg/m}$$

$$d_x = 94 \text{ mm}$$

$$d_y = 82 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen untuk asumsi peletakan terletak jepit 2 sisi.

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{275}{560} = 0,56$$

- $\bullet \quad M_{ulx^{(+)}} = M_{utx^{(-)}} = 0,001 Qu L_x^2 x \rightarrow x = 34$
- $\bullet \quad M_{uly^{(+)}} = M_{uty^{(-)}} = 0,001 Qu L_y^2 y \rightarrow y = 38$

✓ Penulangan Arah X

Tulangan Lapangan

$$M_{ulx^{(+)}} = M_{utx^{(-)}} = 0,001 \times 869,2 \times 2,75^2 \times 34 = 2176505 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{2176505}{0,8 \times 1000 \times 34^2} = 0,31 MPa$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,31}{420}} \right) = 0,0007$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0007 < \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 34 = 113,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$\begin{aligned} S &\leq 3 \times 60 \\ &\leq 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S D12}} \\ &= \frac{113,3}{113,09} = 1,00 \approx \text{dipakai 2 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D12} \\ &= 2 \times 113,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$= 226,18 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D12-250 mm.

✓ Penulangan Arah Y

Tulangan Lapangan

$$M_{ULX^{(+)}} = M_{ULX^{(-)}} = 0,001 \times 950,8 \times 2,85^2 \times 38 = 2026447,5 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{2026447,5}{0,8 \times 1000 \times 38^2} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,38}{420}} \right) = 0,0034 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0034 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0034 \times 1000 \times 38 = 380,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$S \leq 3 \times 60$$

$$\leq 180 \text{ mm}$$

$$\frac{n \text{ tulangan}}{= \frac{As_{\text{perlu}}}{As D12}}$$

$$= \frac{280,47}{113,09} = 2,48 \approx \text{dipakai } 3 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter \times A D₁₂

$$= 3 \times 113,09 \text{ mm}^2$$

$$= 339,27 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 3D12-100 mm.

4.2.1.7 Penulangan Pelat yang Terpasang

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari ketiga keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, akibat pengangkatan, sesudah komposit) yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.4 Tulangan Terpasang pada Pelat

Tipe plat	Tulangan terpasang mm ²	
	Arah X	Arah Y
A	5D12-200 As=565	5D12-200 As=565
B	5D12-250 As=452	5D12-250 As=452

4.2.1.8 Penulangan Stud Pelat Lantai

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 4.7 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit

Perhitungan stud pelat $3\text{ m} \times 3\text{ m}$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \times 30 \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1530000 \text{ N} = 1530 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai stud $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54$$

$$\begin{aligned} V_{nh} &= C = T \\ &= A_s \times f_y \\ &= 78,54 \times 420 = 32986,72 \text{ N} = 33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\ &= 0,55 \times 1000 \times 144 \\ &= 79200 \text{ N} = 79,2 \text{ kN} > V_{nh} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 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 V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,55 b_v d$ dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 03-2847-2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{V_{\min}} = \frac{bw \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 200}{3 \times 420} = 159 \text{ mm}$$

Maka dipasang stud (shear connector) $\varnothing 10-200 \text{ mm}$ ($A_V = 392,7 \text{ mm}^2$)

4.2.1.9 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

4.2.1.10 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 03-2847-2013 :

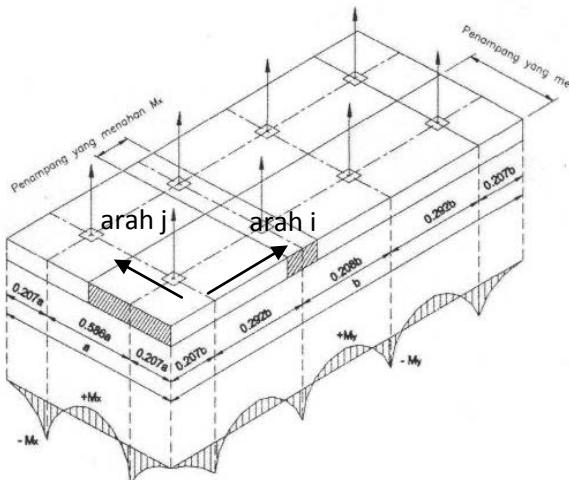
- $Idh > 8 \text{ db} = 8 \times 12 = 96 \text{ mm}$
(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)
- $Idh > 150 \text{ mm}$
(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)
- $Ihb = \frac{100 \times db}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{f_y}{400} = \frac{100 \times 12}{\sqrt{30}} \times \frac{420}{400} = 230,044 \text{ mm}$
untuk $f_y = 420 \text{ Mpa}$
(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.2)

Maka dipakai panjang penyaluran 220 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 pelat tipe A dengan dimensi 3 m x 6 m dengan empat titik pengangkatan (*four point pick up*).

a) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



Gambar 4.8 Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku
(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992)

- 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.
- $DL = 0,14 \times 3 \times 3 \times 2400 = 3024 \text{ kg}$

b) Pengangkatan Pelat Tipe A

Gambar 4.8 Momen Pengangkatan pelat arah i
 Beban ultimate = $1,2 \times 1,4 \times 1728 = 5080 \text{ kg}$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{5080}{4} = 1270 \text{ kg}$$

Sesuai PBBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4200}{1,5} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 1270}{\pi \times 2800}} = 0,57 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arctg \frac{75}{\frac{1}{2} \sqrt{0,6^2 + 0,9^2}} = 89,58^\circ$$

$$Tu' = Tu \times \cos \alpha = 726 \times \cos 89,58^\circ = 5,84 \text{ kg}$$

$$\alpha_j = \alpha_i = \arctg \frac{0,5}{0,9} = 29,05^\circ$$

Faktor gaya horizontal :

$$Ti = 726 \times \cos \alpha_i = 5,84 \times \cos 29,05^\circ = 5,10 \text{ kg}$$

$$Tj = 726 \times \cos \alpha_j = 5,84 \times \cos 45^\circ = 4,13 \text{ kg}$$

Ambil terbesar, $P = 5,10 \text{ kg}$

Maka diameter tulangan angkat arah i dan arah j =

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{4 \times 5,1}{\pi \times 2800}} \geq 0,05 \text{ cm}$$

Maka dipasang tulangan angkat $\varnothing 10 \text{ mm}$

c) Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$$

fcr untuk beton 3 hari adalah

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{fc'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{1,5} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$yc = 0,5 \times 0,14 = 0,07 \text{ m}$$

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

$$w = (t_{\text{pelat}} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{200}{a \times b} \right)$$

$$w = \left(0,20 \times 2400 \text{ kg/m}^3\right) + \left(\frac{200}{3 \times 3}\right) = 214 \text{ kg/m}^2$$

$$+ Mx = - Mx = Mx = 0,0054 \times w \times a^2 \times b \\ = 0,0054 \times 214 \times 3^2 \times 3 \\ = 31,2 \text{ Kgm}$$

$$+ My = - My = My = 0,0027 \times w \times a \times b^2 \\ = 0,0027 \times 214 \times 3 \times 3^2 \\ = 15,6 \text{ Kgm}$$

$$P = \left(\frac{2903,04}{8}\right) = 363 \text{ kg}$$

$$My = \left(\frac{P \times yc}{tg 45}\right) = \left(\frac{363 \times 0,04}{tg 45}\right) = 14,5 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 14,5 + 31,2 = 45,7 \text{ kgm}$$

- My ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 300/2 = 150 \text{ cm}$

$$Z = \frac{1}{6} \times 150 \times 14^2 = 4900 \text{ cm}^3$$

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{fc'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{1,5} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{45,75 \times 10^4}{4900 \times 10^3} \\ = 0,29 \text{ Mpa} < f_r \dots \dots \dots \text{Ok}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar $15t = 120 \text{ cm}$ atau $b/2 = 150 \text{ cm}$

Ambil terkecil = 120 cm

$$Mx = \left(\frac{P \times yc}{tg 45}\right) = \left(\frac{363 \times 0,035}{tg 45}\right) = 14,5 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 31,2 + 14,5 = 45,7 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 120 \times 14^2 = 3920 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_t &= f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{45,75 \times 10^4}{3920 \times 10^3} \\ &= 0,16 \text{ Mpa} < f_r \\ &= 0,16 \text{ Mpa} < 2,55 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

4.2.2 Perencanaan Balok Anak

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.

Data Perencanaan Balok Anak

- Dimensi balok anak : $20 \times 40 \text{ cm}$
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 420 MPa
- Tulangan lentur : D16
- Sengkang : Ø8

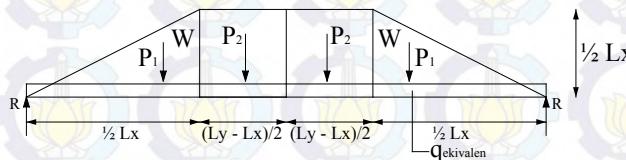
4.2.2.1 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban – beban trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen untuk mendapatkan momen maksimumnya. Untuk mempermudah pemahaman pembebana pada balok anak berikut

disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.

Beban ekivalen trapesium



Beban Trapesium

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{1}{2} \times q \times Lx \\
 P_1 &= \frac{1}{8} \times q \times Lx_2 \\
 P_2 &= \frac{1}{2} (Ly - Lx) \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \\
 R &= P_1 + P_2 \\
 R &= [\frac{1}{2} \times (\frac{1}{2} \times Lx) \times W] \times 2 \\
 R &= \frac{1}{4} \times q \times Lx_2 \\
 M_{max} &= (R \times \frac{1}{2} Ly) - (P_1 \times (\frac{1}{2} Ly - \frac{1}{3} Lx)) \\
 &\quad - P_2 \times \frac{1}{4} (Ly - Lx) \\
 M_{max} &= (R \times \frac{1}{2} Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) - (\frac{1}{3} P_1 \\
 &\quad \times Lx) - (\frac{1}{4} \times P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} \times P_2 \times Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{2} P_2 \times Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \\
 &\quad \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} \times P_2 \times Ly) + \\
 M_{max} &\quad (\frac{1}{4} \times P_2 \times Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) + (\frac{1}{4} P_2 \\
 &\quad \times Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly_2) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx_2 \\
 &\quad \times Ly) + (\frac{1}{24} \times q \times Lx_3) + (\frac{1}{16} \times q \times \\
 &\quad Lx_2 \times Ly) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx_3) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly_2) - (\frac{1}{24} \times q \times Lx_3) \\
 M_{max} &= \frac{1}{8} \times q \times Ly_2 ((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx_3 / \\
 M_{eq} &\quad Ly_2)) \\
 M_{max} = M_{eq} &= \frac{1}{8} \times q \times Ly_2
 \end{aligned}$$

$$\frac{1}{8} \times q \times L_{y2} ((\frac{1}{2} L_x) - (\frac{1}{6} \times Lx_3 / L_{y2})) = \frac{1}{8} \times qek \times L_{y2}$$

4.2.2.2 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

- Beban mati (Q_{DL})

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok anak} &= 0,2 \times 0,4 \times 2400 \text{ kg/m}^2 \\ &= 192 \text{ kg/m} \\ q \text{ pelat sesudah komposit} &= 480 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{sesudah komposit}} &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times q \times L_x \times \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 480 \times 2,75 \times \left(1 - \frac{1}{2,75} \times \left(\frac{2,75}{5,6} \right)^2 \right) \right) \\ &= 1204 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

- Beban hidup (Q_{LL})

$$\begin{aligned}Q_{\text{ekivalen}} &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times q \times L_x \times \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 250 \times 2,75 \times \left(1 - \frac{1}{2,75} \times \left(\frac{2,75}{5,6} \right)^2 \right) \right) \\ &= 632 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

-

Kombinasi

bebani

Q_u balok anak

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times (192 + 1204) + 1,6 \times 632 \\ &= 2691,2 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

4.2.2.3 Perhitungan Momen dan Geser

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

↳ Momen dan geser balok anak

$$\begin{aligned} M_{\text{tump}} &= \left(\frac{1}{16} \times q \times L^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{16} \times 2691,2 \times 6^2 \right) \\ &= 6055 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \left(\frac{1}{10} \times q \times L^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{10} \times 2691,2 \times 6^2 \right) \\ &= 9688,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \times (q \times L) \\ &= \frac{1}{2} \times (2691,2 \times 6) \\ &= 6937,29 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

Dimensi balok anak	= 20/40
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang	= 8 mm
Mutu beton (f_c')	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
$h_{\text{efektif}} = 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2}(16) = 344 \text{ mm}$	

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,034 = 0,025$$

$\rho_{\min} = 0,0018$ sesuai SNI 2837-2013 Pasal 7.12.2.1

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0018

Tulangan lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 9688,2 \text{kgm} = 0,97 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{0,97 \times 10^8}{0,8 \times 200 \times 344^2} = 3,27$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,27}{420}} \right) = 0,0081\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0081 > \rho_{\min} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0081 \times 200 \times 344 = 557,81 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \phi 16} \\ &= \frac{557,81}{201,06} = 2,77 \approx 3 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{16}} \\ &= 3 \times 201,06 \text{ mm}^2 \\ &= 606 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 3 D16

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{606}{200 \times 344} = 0,0088 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{As_{ada} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{606 \times 420}{0,85 \times 200 \times 30} = 43,93 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \partial \times As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 606 \times 420 \left(344 - \frac{43,93}{2} \right) = 10372747,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu > M_{lapangan} = 0,97 \times 10^8 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Tulangan tumpuan

$$M_{lapangan} = 6055 \text{ kgm} = 60550000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{60550000}{0,8 \times 200 \times 344^2} = 1,23$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,23}{420}} \right) = 0,0032 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} = 0,0032 > \rho_{min} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0032 \times 200 \times 344 = 234,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{tulangan} &= \frac{As_{perlu}}{As \phi 16} \\ &= \frac{234,16}{201,06} = 1,26 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= jumlah tulangan \times A \phi 16 \\ &= 3 \times 201,06 \text{ mm}^2 \\ &= 603,18 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 3D16

Kontrol kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{234,19}{200 \times 344} = 0,0034 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{As_{ada} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} = \frac{234,19 \times 420}{0,85 \times 200 \times 30} = 19,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \partial \times As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 234,19 \times 420 \left(344 - \frac{19,2}{2} \right) = 65704358,61 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$Mu > M_{lapangan} = 60550000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{ Ok}$

4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Geser

↳ Perhitungan tulangan geser

$$Vu = 6932,793 \text{ kg} = 69327,93 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 200 \times 344$$

$$= 145913,3 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,6 \times 145913,3$$

$$= 87547,97 \text{ N}$$

$$0,5\phi Vc = 0,5 \times 87547,97 = 43773,99 \text{ N}$$

Karena $Vc > Vu > 0,5 \phi Vc$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 8mm

$$V_s \text{ min} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{69372,93}{0,6}$$

$$= 115621,5 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s \varnothing 8 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 50,26 = 100,52 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{100,52 \times 420 \times 344}{115621,5} = 200,91 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 syarat jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh lebih dari yang terkecil :

1. $\frac{d}{4} = \frac{444}{4} = 111 \text{ mm}$
2. $6D_{\text{tulangan}} = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$
3. 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang dengan hoop pertama = 100 mm

4.2.2.6 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 03 – 2847 – 2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{\text{min}} = \frac{1}{16} \times lb$$

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

4.2.3 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 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 390 Mpa
- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 230 cm
- Lebar bordes = 260 cm
- Lebar tangga = 260 cm
- Tebal pelat tangga (t_p) = 20 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm
- Tinggi injakan (t) = 17 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Tinggi lantai
- Jumlah tanjakan (n_T) = $\frac{t}{i}$ = 22 buah
- Jumlah injakan (n_i) = $n_T - 1$ = 21 buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 11 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 11 buah
- Elevasi bordes = 200 cm
- Panjang horizontal plat tangga = $i \times$ jumlah tanjakan bordes
 $= 30 \times 11 = 330$ cm
- Kemiringan tangga (α)

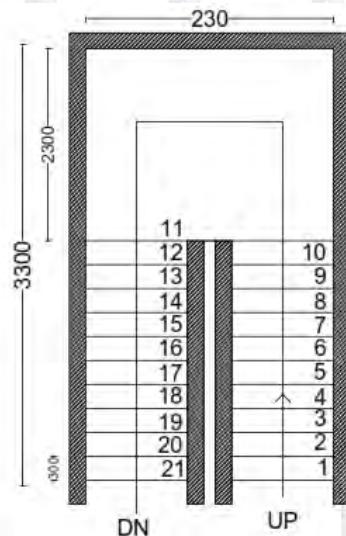
$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{200}{330} = 0,61$$

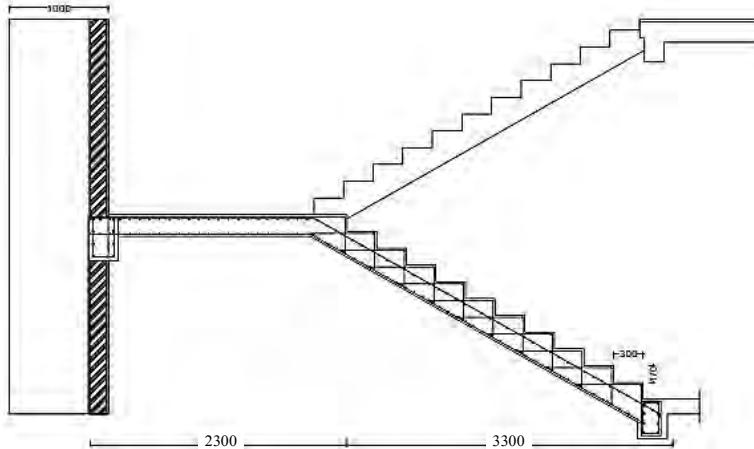
Jadi, $\alpha = 31,22^\circ$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 64 \leq 65 \dots\dots \text{ (OK)}$
- $25 \leq \alpha \leq 40$
 $25 \leq 29,55^\circ \leq 40 \dots \text{ (OK)}$
- Tebal plat rata-rata anak tangga $= (i/2) \sin \alpha$
 $= (30/2) \sin 31,22^\circ$
 $= 7,75\text{cm}$
- Tebal plat rata-rata
 $= 27,77 \text{ cm} \approx 28 \text{ cm}$

$$= tp + tr = 20 + 7,75$$





Gambar 4.9 Perencanaan Tangga

4.2.3.2 Perhitungan Pembebaan dan Analisa Struktur

a. Pembebaan Tangga

Beban Mati (DL)

Pelat tangga	=	785,78	kg/m
Keramik horizontal	=	24	kg/m
Keramik vertikal	=	24	kg/m
Spesi horizontal	=	42	kg/m
Spesi vertikal	=	42	kg/m
Sandaran	=	50	kg/m
<hr/>			+
Total (DL)	=	967,78	kg/m

Beban Hidup (LL) : $1 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 250 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\text{Qu} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2(967,78) + 1,6(250) \\
 &= 1761,34 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 0,2 \times 2400 \times 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Keramik} = 24 \times 1 \text{ m} = 24 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (DL)} = 546 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (LL) : $1 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 250 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2(546) + 1,6(250)$$

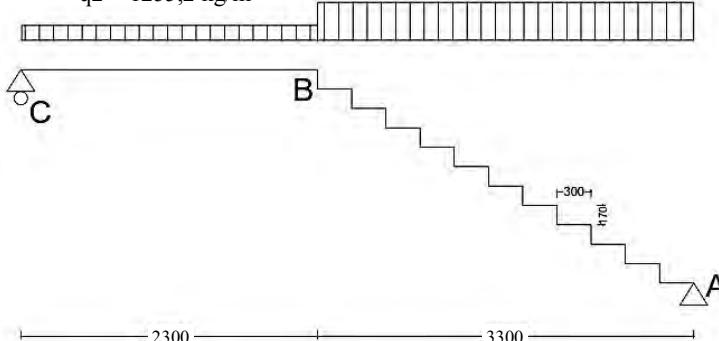
$$= 1255,2 \text{ kg/m}$$

4.2.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perlengkapan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :

$$q_2 = 1255,2 \text{ kg/m}$$

$$Q_1 = 1761,3 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.10 Sketsa beban pada tangga

- $\sum M_A = 0$

$$(R_c \times 5,6) - (q_2 \times 3,3 \times (1,8 + 2,3)) - (q_1 \times 2,3 \times 1,15) = 0$$

$$(R_c \times 5,6) - 14893,97 - 10679,49 = 0$$

$$R_c = 4566,69 \text{ kg}$$

$$\bullet \sum M_C = 0$$

$$(R_c \times 5,6) - (q_2 \times 2,3 \times (1,15 + 3,3)) - (q_1 \times 3,3 \times 1,65) = 0$$

$$(R_c \times 5,6) - 25566,06 - 3849 = 0$$

$$R_c = 5252,69 \text{ kg}$$

$$\bullet \sum H = 0$$

$$H_A = 0$$

Kontrol

$$\bullet \sum V_A = 0$$

$$R_A + R_C - (q_2 \times 3,6) - (q_1 \times 2,3) = 0$$

$$5252,69 + 4566,69 - (3347) - (6472,42) = 0$$

$$0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$$

Pelat Bordes B-C (2,3m)

a. Gaya Momen (M)

$$Mx_1 = R_c \times x_1 - \frac{1}{2} q_2 \times x_1^2$$

$$M_A = 0$$

$$M_{B \text{ kanan}} = R_c \times x_1 - \frac{1}{2} q_2 \times x_1^2$$

$$M_{B \text{ kanan}} = 5252,69 \times 2,3 - \frac{1}{2} \times 1455,2 \times 2,3^2$$

$$= 6654,38 \text{ kgm}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik C} \quad D_{C \text{ kanan}} = R_c = 4566,69 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ kiri}} = R_c - (q_1 \times 2,3)$$

$$= 1219,73 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

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

Pelat A-B (3,3 m)

a. Gaya Momen (M)

$$Mx_1 = R_a \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2$$

Momen maksimum apabila :

$$\frac{\Sigma M_{X_2}}{\Sigma X_2} = 0$$

$$R_C - q_2 \times x_2^2 = 0$$

$$x_2 = \frac{R_a}{q_1} = \frac{5252,69}{1961,34} = 2,68 \text{ m} < 3,3 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik $X_2 = 2,68 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_a \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2 \\ &= 5252,69 \times 2,68 - \frac{1}{2} \times 1961,34 \times 2,68^2 \\ &= 7033,65 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Titik A, $M_A = 0 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_a \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2 \\ &= 5252,69 \times 3,3 - \frac{1}{2} \times 1961,34 \times 3,3^2 \\ &= 6654,38 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = R_A \cos \alpha - (q_1 \cos \alpha \times x_2)$$

$$D_x = R_A \cos 31,2^\circ - (q_1 \cos 31,2^\circ \times x_2)$$

Titik A ($X_2 = 0$) ; $D_A = 4492,1 \text{ kg}$

Titik B ($X_2 = 3,3 \text{ m}$) ; $D_B = -1043,1 \text{ kg}$

c. Gaya Normal (N)

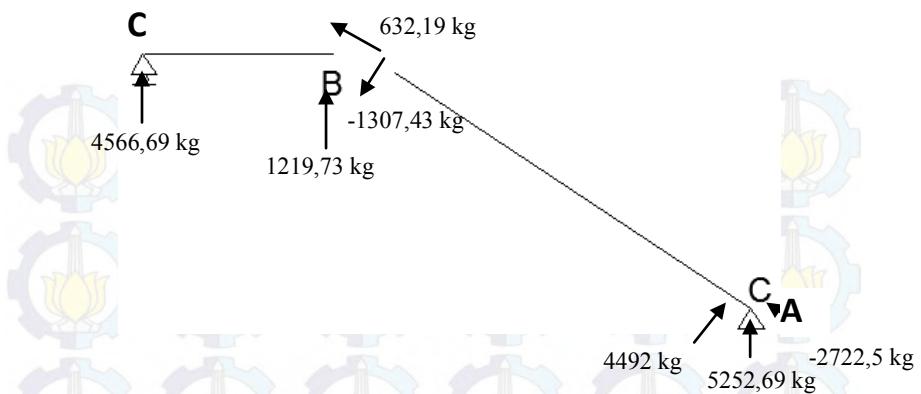
Titik A ; $N_A = -R_A \sin \alpha$

$N_A = -2722,5 \text{ kg}$

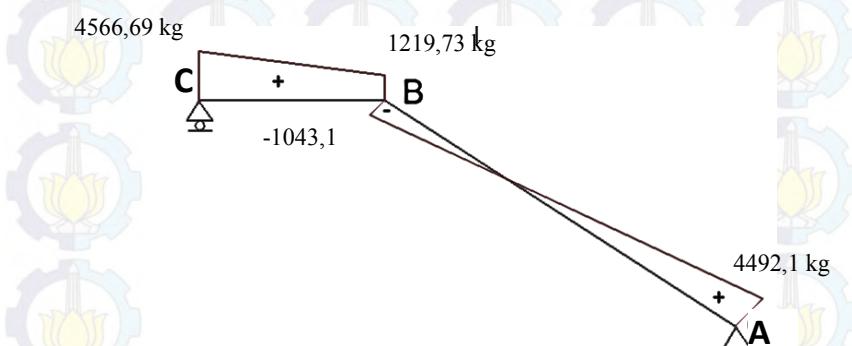
Titik B ; $N_B = -R_A \sin 31,2^\circ + q_1 \sin 31,2^\circ \times 3,6 \text{ m}$

$N_B = -5252,69 \sin 31,2^\circ + 1961,34 \sin 31,2^\circ \times 3,6 \text{ m}$

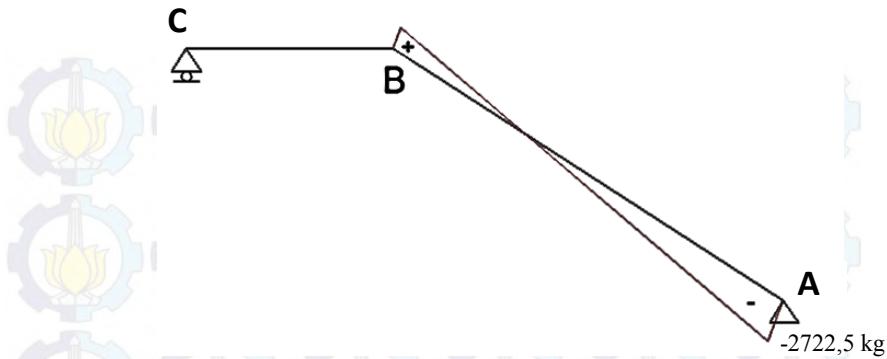
$N_B = 632,19 \text{ kg}$



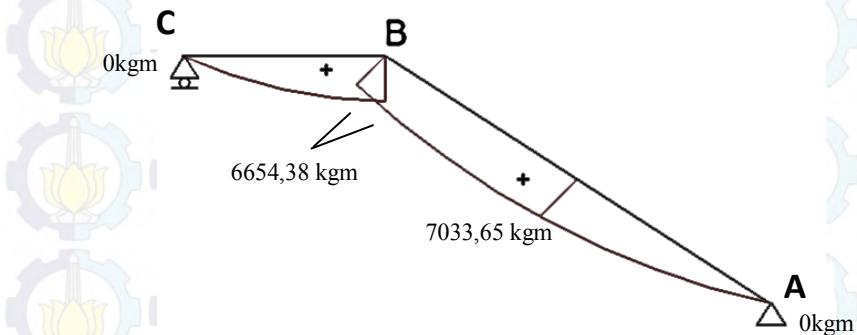
Gambar 4.11 Free Body Diagram gaya-gaya pada tangga



Gambar 4.12 Bidang Lintang (D) pada tangga



Gambar 4.13 Bidang Normal (N) pada tangga



Gambar 4.14 Bidang Momen (M) pada tangga

4.2.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

a. Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Mutu beton ($f'c$)	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 390 Mpa
Berat jenis beton	= 2400 Mpa
D tulangan lentur	= 12 mm
Tebal pelat tangga	= 200 mm

Tebal pelat bordes = 200 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$\beta_1 = 0,85$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,034$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,034 = 0,025$$

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

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

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

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0036

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

$$d = 200 - 20 - (0,15 \times 12) = 174 \text{ mm}$$

Penulangan pelat tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 7033,65 \text{ kgm} = 690000117 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{69000117}{0,8 \times 1000 \times 175^2} = 2,8$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,8}{390}} \right) = 0,0077$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0077 > \rho_{\text{min}} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0077 \times 1000 \times 175 = 1342,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$\begin{aligned} S &\leq 3 \times 200 \\ &\leq 600 \text{ mm} \\ n_{\text{tulangan}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As D12} \\ &= \frac{1342,49}{113,09} = 11,87 \approx \text{dipakai 12 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A D12 \\ &= 12 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ &= 1357,08 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 12D12-90 mm.

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= 0,0036 \text{ untuk } fy = 390 \text{ Mpa} \\ (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= 0,0036 \times b \times h \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 174 = 624,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As \phi 8} \\ &= \frac{624,62}{50,27} = 12,42 \approx \text{dipakai 13 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \phi 8 \\ &= 13 \times 50,27 \text{ mm}^2 \\ &= 653,51 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 13Ø8-100 mm.

Penulangan pelat bordes

➤ **Tulangan utama**

$$M_{max} = 6654,48 \text{ kgm} = 65279508 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{65279508}{0,8 \times 1000 \times 175^2} = 2,7$$

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

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,7}{390}} \right) = 0,0072$$

$\rho_{perlu} = 0,0072 > \rho_{min} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0072 \times 1000 \times 175 = 1265,59 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$S \leq 3 \times 200$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{S_{perlu}}}{A_{s D12}}$$

$$= \frac{1265,59}{113,09} = 111,19 \approx \text{dipakai 12 buah}$$

$$As_{pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D12}$$

$$= 12 \times 113,09 \text{ mm}^2$$

$$= 1357,08 \text{ mm}^2 > As_{perlu} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 12D12-90 mm.

➤ **Penulangan lentur arah melintang pelat**

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho_{min} = 0,0036 \text{ untuk } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

(SNI 03–2847–2013 pasal 7.12.2.1)

$$As_{perlu} = 0,0036 \times b \times h \\ = 0,0036 \times 1000 \times 174 = 624,62 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As\phi 8} \\ = \frac{624,62}{50,27} = 12,42 \approx \text{dipakai } 13 \text{ buah}$$

$$As \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \varnothing_8 \\ = 13 \times 50,27 \text{ mm}^2 \\ = 653,51 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 13 $\varnothing 8$ -100 mm.

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 260 = 16,25 \approx 20 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 16,25 = 10,83 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/45

- Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,2 \times 0,15 \times 2400 = 72 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} \\ q_d &= 572 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_d \text{ ultimate} &= 1,2 \times q_d = 1,2 \times 572 = 686,4 \text{ kg/m} \\ \text{beban pelat bordes} &= 4567 \text{ kg/m} \\ q_u &= 5253 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen tumpuan} = \frac{1}{24} \times qu \times l^2$$

$$= \frac{1}{24} \times 5253 \times 2600^2 \\ = 1479620488 \text{ Nmm}$$

$$\text{Momen lapangan} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 5253 \times 2600^2 \\ = 2959240976 \text{ Nmm}$$

$$V_u \text{ total} = 0,5 \times q_u \times l = 0,5 \times 52,53 \times 2600 = 68290,18 \text{ kg}$$

▪ Penulangan Lentur Balok Bordes

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 260 - 40 - 10 - 16/2 = 227 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,034$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,034 = 0,025$$

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

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\ = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{390} = 0,0035$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0036

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

➤ **Penulangan Tumpuan**

$$M_{\max} = 18440063,9 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 23050079,9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{23050079,9}{300 \times 227^2} = 1,49$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,49}{390}} \right) = 0,0036$$

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

$$A_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0036 \times 300 \times 227 = 244,462 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{D16}}} \\ &= \frac{244,462}{201,06} = 1,2 \approx \text{dipakai 4 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{\text{D16}} \\ &= 4 \times 201,106 \text{ mm}^2 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 6 D16

$$\begin{aligned} A'_{\text{perlu}} &= 0,5 \times A_{\text{pasang}} \\ &= 0,5 \times 244,463 \text{ mm}^2 \\ &= 122,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan lentur 2 D16

➤ Penulangan Lapangan :

$$M_{\text{lapangan}} = 37123587,9 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 46404359,8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{46404359,8}{300 \times 227^2} = 3$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 3}{390}} \right) = 0,008$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,008 > \rho_{\text{min}} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,008 \times 300 \times 227 = 559,29 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\frac{n_{\text{tulangan}}}{A_{S_{\text{D16}}}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{D16}}}}$$

$$= \frac{559,29}{201,06} = 2,78 \approx \text{dipakai 3 buah}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{\text{Ø16}} \\ &= 3 \times 201,106 \text{ mm}^2 \\ &= 603,18 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 3 D16

- **Penulangan Geser Balok Bordes**

Penulangan Tumpuan

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 227 = 62166,51 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 62166,51 = 37299,906 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 92970,96 = 46485,48 \text{ N}$$

$$\phi V_{c \text{ min}} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 227 = 12433,021 \text{ N}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5(5.1): Bila V_u kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ϕV_c , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser minimum.

$$\text{ØVs perlu} = \text{ØVs min} = 12433,021 \text{ N}$$

Diameter tulangan geser = 10 mm

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

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.4 ketentuan jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi d/2 atau 600 mm untuk komponen struktur non prategang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,080 \times 390 \times 227}{12433,021} = 68,79 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } s < \frac{d}{2} = \frac{227}{2} = 113,5 \text{ mm}$$

Pasang Ø10 – 100 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 Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd. dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : C300 Passenger Elevator

Kapasitas : 1000 Kg

Kecepatan : 1.75 m/detik

Motor : 18.5 KW

Lebar pintu (opening width) : 800 mm

Dimensi sangkar (car size)

- Car Wide (CW) : 1600 mm

- Car Depth (CD) : 1400 mm

- Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway)

- Hoistway width (HW) : 2100 mm

- Hoistway Depth (HD) : 2000 mm

Beban reaksi ruang mesin

R₁ : 5800 kg

R₂ : 4600 kg

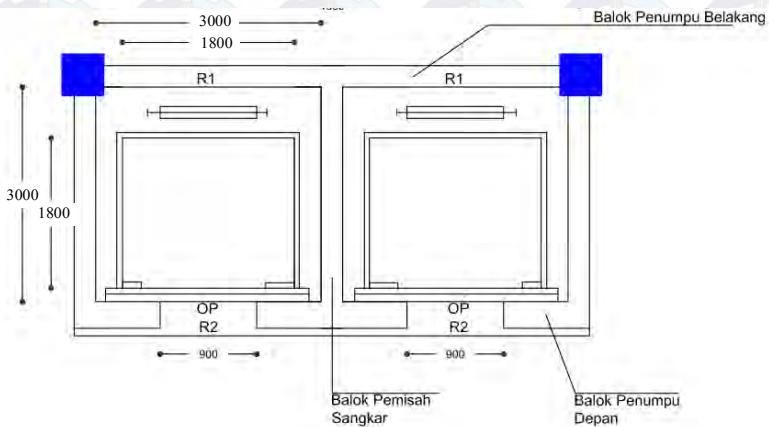
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.5.

**Tabel 4.5 Spesifikasi C300 Passenger Elevator
C300 Passenger Elevator Technical Specification(For wide car)**

Type	Capacity kg	Speed m/s	Motor kW	Car size			Hoistway size mm				Maxtop m	Maxbase m	Reaction force kN			
				CW	CD	OP	HW	HD	PD	OH			R1	R2	R3	R4
P0630W105-CO	630	1.00	7.5				1300	4400	14	40						
P0630W155-CO		1.50	11	1400	1100	800	1850	1700	1400	4500	20	60	74	60	46	33
P0630W175-CO		1.75	15				1500	4600	24	75						
P0800W105-CO		1.00	11				1300	4400	14	40						
P0800W155-CO	800	1.50	15	1400	1350	800	1850	1950	1400	4500	20	60	82	66	52	38
P0800W175-CO		1.75	15				1500	4600	24	75						
P1000W105-CO		1.00	11				1300	4400	14	40						
P1000W155-CO	1000	1.50	18.5	1600	1400	900	2100	2000	1400	4600	20	60	101	81	58	46
P1000W175-CO		1.75	18.5				1500	4800	24	75						

Notice: Above dimension is only for conference, if you need trim size, Please contact us.

Sumber : Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd.



**Gambar 4.14 Denah Lift
Perencanaan Dimensi Balok Lift**
▪ Balok Penumpu Depan dan Belakang

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 600 \text{ cm} = 37,5 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 37,5 = 25 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 30/50 cm

- **Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 300 \text{ cm} = 18,8 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 18,8 = 12,5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 30/50 cm

4.2.4.2 Pembebatan Lift

1.4.16 Beban yang bekerja pada balok penumpu

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

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 :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

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 struktur keran 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 :

$$P = \sum R \times \Psi = (5800 + 4600) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) = 18512 \text{ kg}$$

4.2.4.3 Balok Penggantung Lift 30/50

a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat pelat} = 0,20 \times 2400 = 4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal } (t=2\text{cm}) = 0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi } (t=2\text{cm}) = 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ducting + Plumbing} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ &+ 388 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = 388 \times 2 \text{ m} = 776 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat balok} &= 0,2 \times 0,3 \times 2400 \\ Q_d &= 360 \text{ kg/m} \\ &+ 1136 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup (q_1) :

$$Q_1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 1136 + 1,6 \times 250$$

$$= 17632 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift $P = 18512 \text{ kg}$

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

$$= \frac{1}{2} \times 1136 \times 2 + \frac{1}{2} \times 18512$$

$$= 11019,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} p L \\
 &= \frac{1}{8} \times 1136 \times 2^2 + \frac{1}{4} \times 18512 \times 2 \\
 &= 10137,6 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Data Perencanaan :

f'_c	= 30 MPa
f_y	= 420 MPa
Tul. balok diameter (D_{16})	= 16 mm
Tul. sengkang diameter (\varnothing_8)	= 8 mm
b	= 30 cm
h	= 50 cm
d'	$= h' + \varnothing_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2}\varnothing_{\text{tul. utama}}$ = 50 + 8 + 0,5 \times 16 = 66 mm
d	= $500 - 56 = 434$ mm
β_1	= 0,85

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,023$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

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

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,0033$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0033

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{101376000}{0,8 \times 300 \times 434^2} = 2,24$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,24}{420}} \right) = 0,0056\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0056 > \rho_{\text{min}} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0056 \times 300 \times 434 = 728,79 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 16}} \\ &= \frac{728,79}{201,06} = 3,62 \approx \text{dipakai 4 buah}\end{aligned}$$

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}S &= \frac{b_w - 2\phi_{\text{sengkang}} - 2 \times \text{decking} - n \times t_{\text{tul.utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{300 - 2 \times 8 - 2 \times 40 - 4 \times 16}{4-1} = 46,7 \geq 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 4D16 ($804,24 \text{ cm}^2$)

c. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 110192 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 434 \\ &= 79237,20 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 79237,2 \\ &= 59427,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{s \min} &= 0,6 \times 1/3 \times 300 \times 434 \\ &= 20640 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} = 85467,9 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) \\ = 0,6 \left(79237,2 + \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 300 \times 434 \right) \\ = 142627 \end{aligned}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right)$$

Maka perlu tulangan geser

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = 110192 - 79237,2 = 30954,8 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = 51591,34 \text{ N}$$

Syarat $s_{\max} < d/2 = 434/2 = 217 \text{ mm}$ dan $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang φ8 – 200 mm

Kontrol V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{100,53 \times 420 \times 434}{200} = 91623,04 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 4D16
- Tulangan geser φ8 – 200

d. Kontrol lendutan dan retak

- 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 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

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

- Kontrol Retak

Untuk daerah lapangan

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2}(16) = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ MPa} = 252 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,3}{4} = 0,0056 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0056} \\ = 4,46 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \quad (\text{OK})$$

4.2.4.4 Balok penumpu depan dan belakang lift 30/50

a. Pembebaan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (t=2cm)} = 0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t=2cm)} = 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting + Plumbing} = \underline{\underline{30 \text{ kg/m}^2}} + \\ = 388 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 388 \times 6 \text{ m} = 2328 \text{ kg/m}$$

$$\text{Akibat balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 \underline{\underline{= 360 \text{ kg/m}}} + \\ Q_d = 2688 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_1) :

$$Q_1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 2688 + 1,6 \times 250$$

$$= 3625,6 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift P = 18512 kg

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

$$= \frac{1}{2} \times 3625,6 \times 6 + \frac{1}{2} \times 18512$$

$$= 14970,8 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL \\
 &= \frac{1}{8} \times 3625,6 \times 6^2 + \frac{1}{4} \times 18512 \times 6 \\
 &= 28597,2 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Data Perencanaan :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tul. balok diameter } (D_{16}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. sengkang diameter } (\emptyset_8) = 8 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tul. utama}} \\
 &= 50 + 8 + 0,5 \times 16 = 66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 500 - 56 = 434 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,023$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

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

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,0033$$

ρ_{min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0033

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{285972000}{0,8 \times 300 \times 434^2} = 6,33$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 6,33}{420}} \right) = 0,0176\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} = 0,0176 > \rho_{min} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0176 \times 300 \times 434 = 2293,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned}&\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s\phi 16}} \\ n \text{ tulangan} &= \frac{2293,9}{201,06} = 11,41 \approx \text{dipakai } 12 \text{ buah}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 12D16 (2412,72 cm²)

c. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 149708 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 434 \\
 &= 118855,79 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 118855,79$$

$$= 89141,8 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_{s \min} &= 0,6 \times 1/3 \times 300 \times 434 \\
 &= 20640 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} = 115181,85 \text{ N}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d \right)$$

$$= 0,6 \left(118855,79 + \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 300 \times 434 \right)$$

$$= 213940,4$$

$$\phi(V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d \right)$$

Maka perlu tulangan geser

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = 30852,21 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = 51420,34 \text{ N}$$

$$\text{Syarat } s_{\max} < d/2 = 434/2 = 217 \text{ mm dan } s_{\max} < 600 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang $\phi 8 - 200 \text{ mm}$

Kontrol V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{100,53 \times 420 \times 434}{200} = 91623,04 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 4D16
- Tulangan geser $\phi 8 - 200$

d. Kontrol lendutan dan retak

- 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 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

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

- Kontrol Retak

Untuk daerah lapangan

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2} (16) = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ MPa} = 252 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,3}{12} = 0,0028 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0028}$$

$$= 3,16 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \quad (\text{OK})$$

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 serta SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur. Struktur pemodelan gedung memiliki total 11 lantai dengan tinggi total gedung $\pm 43,1\text{m}$. Pemodelan gedung berlokasi di Jakarta.

Berikut tabel data-data struktur. :

Tabel 4.6 Data tinggi, luas dan jumlah kolom struktur

Lantai	Tinggi tiap lantai (m)	Luas Tiap Lantai (m ²)	Jumlah kolom (buah)
Lantai 1-9	4	583,2	20
Lantai 10	4	583,2	11
Lantai 11	3,1	583,2	11

4.3.3 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan Gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang dipehitungkan berupa

Beban Mati (PPIUG 1983)

- o Berat sendiri beton : 24 kN/m³
- o Adukan finishing : 0,21 kN/m²
- o Keramik : 0,24 kN/m²

o Plafond	: 0,11 kN/m ²
o Penggantung	: 0,07 kN/m ²
o Plumbing +ducting	: 0,25 kN/m ²
o Dinding setengah bata	: 0,25 kN/m
Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)	
o Lantai Atap	: 0,92 kN/m ²
o Lantai Atap dengan Taman	: 4,79 kN/m ²
o Lantai Perkantoran	: 2,50 kN/m ²
o Lantai Ruang Meeting	: 2,50 kN/m ²
o Lantai Parkir	: 1,92 kN/m ²

Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebatan gravitasi pada gedung Graha DCP.

Tabel 4.7 Rekap Pembebatan Gravitasi

Lantai	Beban Mati	Beban hidup
	kN	kN
11	4995.16	536.54
10	4942.78	1458.00
9	4493.50	1458.00
8	4493.50	1458.00
7	4493.50	1458.00
6	4493.50	1458.00
5	4493.50	1458.00
4	4493.50	1458.00
3	4493.50	1458.00
2	4493.50	1458.00
1	4493.50	1458.00
TOTAL	51377.80	15116.54

Didapatkan total beban mati sebesar **51377.80** kN dan beban hidup sebesar **15116.54** kN atau beban total (1D +1L) adalah **66494.34** kN

Pembebanan yang diinputkan pada SAP 2000 haruslah mendekati yang telah dihitung secara manual sehingga pembebanan pada SAP 2000 dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari SAP 2000.

Tabel 4.8 Pembebanan Gravitasi pada SAP 2000

Output Case	Case Type	Global FZ
Text	Text	kN
DEAD	LinStatic	32580,22
DEAD++	LinStatic	52062,91
LIVE	LinStatic	15110,38
1D + 1L	Combination	67173

Didapatkan total beban mati (DEAD dan DEAD++) sebesar 52062,91kN dan beban hidup 15110,38kN. Jadi total beban gravitasi pada SAP 2000 (1D+1L) sebesar 67173 kN.

Sehingga didapatkan sebagai berikut

Wtotal Manual = **66494.34 kN**

Wtotal SAP = 67173 kN

Selisih perhitungan manual dengan SAP = **2 %**

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada SAP 2000 sudah **benar**.

4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa seperti yang telah dibahas pada Subab 2.9.1 ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung perkantoran masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (*I*) **1,0**.

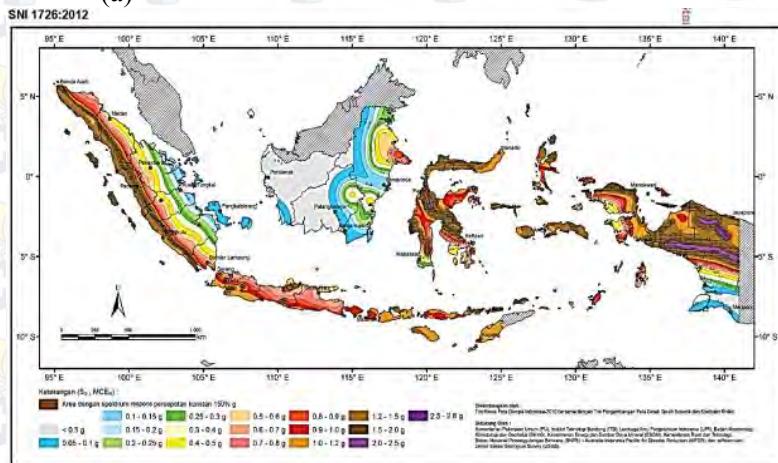
4.3.4.2 Kelas Situs

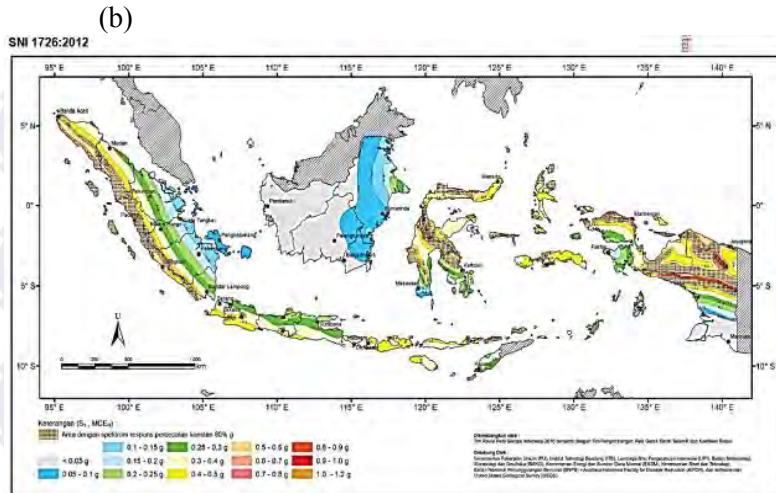
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Graha DCP didapatkan berdasarkan nilai N (tes Nspt) lebih kecil dari 15 jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

4.3.4.3 Parameter Respon Spektral

Sebagai input data pada SAP 2000, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini :

(a)





Gambar 4.16 Peta untuk menentukan **(a)** periода pendek 0,2 detik (S_s) **(b)** perioda 1 detik (S₁)

S_s, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SB. Dari gambar **4.16 a** untuk daerah Jakarta didapatkan nilai S_s = **0,686** g.

S₁, Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar **4.16 b** untuk wilayah Jakarta S₁ = **0,300** g

4.3.4.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) adalah sebagai berikut

$$SMS = F_a S_s = 1,329 \times 0,686 = 0,912$$

$$SM1 = F_v S_1 = 2,802 \times 0,300 = 0,841$$

sehingga

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,154 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,841 = 0,560$$

Untuk perioda pendek 0,2 detik (Ss) sebesar 0,686g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S1) sebesar 0,300g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki SDS sebesar **0,607** dan SD1 sebesar **0,560**.

4.3.4.5 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6 Untuk SDS sebesar 0,607 dan SD1 sebesar 0,560 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

4.3.4.6 Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan desain, Sa , harus diambil dari persamaan :

$$Sa = SDS \cdot (0,4 + 0,6 \cdot T/T_0)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain

$$Sa = S_{DS}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , respons percepatan desain, Sa , harus diambil dari persamaan :

$$Sa = S_{D1}/T$$

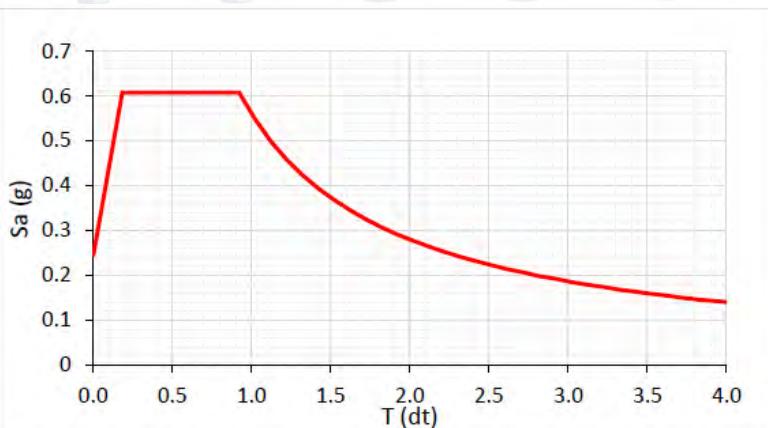
$$\text{Dimana } T_0 = 0,2 S_{D1}/S_{DS} = 0,185 \text{ dt}$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0,923 \text{ dt}$$

Sehingga didapatkan respon spektrum desain sebagai berikut :

Tabel 4.8 Respon Spektrum Desain

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0,000	0,243	1,922	0,292	3,122	0,179
0,184	0,608	2,022	0,277	3,222	0,174
0,922	0,608	2,122	0,264	3,322	0,169
1,022	0,548	2,222	0,252	3,422	0,164
1,122	0,499	2,322	0,241	3,522	0,159
1,222	0,459	2,422	0,231	3,622	0,155
1,322	0,424	2,522	0,222	3,722	0,151
1,422	0,394	2,622	0,214	3,822	0,147
1,522	0,368	2,722	0,206	3,922	0,143
1,622	0,345	2,822	0,199	4,00	0,140
1,722	0,325	2,922	0,192		
1,822	0,308	3,022	0,185		



Gambar 4.17 Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

Pendekatan yang digunakan untuk struktur rangka beton pemikul momen berdasarkan SNI 1726:2012 adalah :

$$C_t = 0,0488^a$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 43,1 \text{ m}$$

maka,

$$\begin{aligned} T &= 0,0488 \times 43,1^{0,75} \\ &= 1,44 \text{ s} \end{aligned}$$

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u).

Tabel 4.10 Koefisien Batas Atas Periode Gedung

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

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,560$, maka :

$$C_u \times T = 1,4 \times 1,4 = 2,02 \text{ s}$$

Nilai T didapat dari permodelan SAP yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4.11 Modal Periode dan Frekuensi
TABLE: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1,13	0,8778
MODAL	Mode	2	0,58	1,72
MODAL	Mode	3	0,56	1,767
MODAL	Mode	4	0,56	1,7758
MODAL	Mode	5	0,56	1,7771
MODAL	Mode	6	0,56	1,7814
MODAL	Mode	7	0,56	1,7943
MODAL	Mode	8	0,55	1,8056
MODAL	Mode	9	0,55	1,8086
MODAL	Mode	10	0,54	1,8243
MODAL	Mode	11	0,54	1,8321
MODAL	Mode	12	0,54	1,8395

T terbesar yang didapat dari analisis SAP = 1,13 dt Maka berdasarkan kontrol waktugetaralami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T$. Jadi analisis struktur perkantoran Graha DCP masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2

4.3.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

Dan nilai Cs tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,086$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} = \frac{0,497}{1,44\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,055 < 0,086$$

Maka diambil $C_s = 0,055$

Dan tidak lebih kecil dari

$$Cs = 0,044 SDS Ie$$

$$Cs = 0,044 \cdot 0,607 \cdot 1 = 0,0267 < 0,055$$

Maka nilai Cs diambil 0,086

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 4.12 Berat Efektif Struktur

Output Case	Case Type	Global FZ
Text	Text	kN
1D + 0,3L	Combination	33928,01

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

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 1726:20)

12 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

Vx	3796,86 kN	332,305 kN
Vy	375,74 kN	5281,61 kN

Tabel 4.13 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

$$V = 8940.391 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 3796.858 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 5281.610 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$3796.858 \text{ KN} > 0,85 \times 8940.391 \text{ kN}$$

$$3796.858 \text{ KN} > 7599.33 \text{ kN} \dots \text{Not OK!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$5281.610 \text{ KN} > 0,85 \times 8940.391 \text{ KN}$$

$$5281.610 \text{ KN} > 7599.33 \text{ kN} \dots \text{Not OK!}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.

$$\text{Arah x : } 0,85.V / V_{xt}$$

$$= 7599.33 / 3796.858 = 2.001$$

$$\text{Arah y : } 0,85.V / V_{yt}$$

$$= 7599.33 / 5281.610 = 1,439$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan

running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.14 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Di Berikan Faktor Skala

Gempa Arah x	7632.479 kN	32,45 kN
Gempa Arah y	31,74 kN	7644.619 kN

$$V = 8940.391 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 7632.479 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 7644.619 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$7632.479 \text{ KN} > 0,85 \times 8940.391 \text{ kN}$$

$$7632.479 \text{ KN} > 7599.33 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$7644.619 \text{ KN} > 0,85 \times 8940.391 \text{ kN}$$

$$7644.619 \text{ KN} > 7599.33 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.7 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 4.15 (a) Modal Partisipasi Massa

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1 75	3.7805 75	0.745 95	0.000	1.219E-07
MODAL	Mode	2 79	3.7222 87	0.746 79	0.751	1.272E-07
MODAL	Mode	3 65	3.0318 71	0.748 46	0.753	1.907E-07
MODAL	Mode	4 07	1.1486 59	0.858 47	0.753	0.000003 369
MODAL	Mode	5 01	1.1020 6	0.858 51	0.863	0.000003 402
MODAL	Mode	6 82	0.9243 94	0.858 74	0.863	0.000004 032
MODAL	Mode	7 16	0.8041 94	0.858 76	0.863	0.000004 035
MODAL	Mode	8 15	0.8040 94	0.858 79	0.863	0.000004 036
MODAL	Mode	9 89	0.8039 94	0.858 8	0.863	0.000004 037
MODAL	Mode	10 33	0.8039 94	0.858 81	0.863	0.000004 037
MODAL	Mode	11	0.8038	0.858	0.863	0.000004

			69	94	81	037
MODAL	Mode	12	0.8038	0.858	0.863	0.000004
			52	94	81	037
MODAL	Mode	13	0.8037	0.858	0.863	0.000004
			92	94	81	038
MODAL	Mode	14	0.8037	0.858	0.863	0.000004
			39	94	82	038
MODAL	Mode	15	0.8037	0.858	0.863	0.000004
			14	94	82	038

4.3.8 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencaha. 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 :

$$\Delta_l \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Tabel 4.16 Batas Simpangan Gedung

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

Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 4$$

$$= 0,08 \text{ m}$$

$$= 80 \text{ mm}$$

- Untuk tinggi tingkat 3,1 m, simpangan ijinya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 3,1$$

$$= 0,62 \text{ m}$$

$$= 62 \text{ mm}$$

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:

$$\Delta_n = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I} < \Delta_a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

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:

$$\Delta_n = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I} < \Delta_a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

Tabel 4.17 Drift Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah x				Ket
		Simpangan arah X				
	(m)	Δ (mm)	δ_{ei} (mm)	δ_i (mm)	Δa (mm)	
11	43.1	55	210	310	62	OK
10	40	63	240	320	80	OK
9	36	69	220	346	80	OK
8	32	62	200	329	80	OK
7	28	62	170	278	80	OK
6	24	56	150	244	80	OK
5	20	59	110	208	80	OK
4	16	47	80	182	80	OK
3	12	36	50	163	80	OK

2	8	46	30	132	80	OK
1	4	55	10	101	80	OK
0	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4.18 Drift Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Gempa Arah Y				Ket
		Simpangan arah Y				
		(m)	Δ (mm)	δ_{ei} (mm)	δ_i (mm)	Δ_a (mm)
11	43.1	52	200	321	62	OK
10	40	62	250	349	80	OK
9	36	68	230	356	80	OK
8	32	61	200	332	80	OK
7	28	60	175	286	80	OK
6	24	57	150	249	80	OK
5	20	56	120	212	80	OK
4	16	52	90	187	80	OK
3	12	50	60	166	80	OK
2	8	49	30	137	80	OK
1	4	45	10	92	80	OK
0	0	0	0	0	0	OK

4.4 Perencanaan Struktur Utama Prategang

4.4.1 Umum

Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh effisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton pratekan ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa. Studi beton pratekan ini menggunakan metode pasca tarik (*post tension*) dan pengecorannya monolit dengan kolom. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

Studi beton pratekan pada balok lantai dilakukan di lantai 10 dan 11 (atap), dimana pada lantai tersebut terdapat ruang *Multifunction Hall* yang sangat membutuhkan ruangan yang bebas tanpa hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok pratekan yang direncanakan adalah 4 buah, dengan panjang bentang adalah 24 meter. Sebelum direncanakan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisibility*), dan penggambaran output.

4.4.2 Data dan Perencanaan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton prategang pada ruang seminar :

- Panjang bentang = 18 meter
- Dimensi balok pratekan = 60/90 cm

- $f_c = 40 \text{ MPa}$ (beton pratekan)
- $f_c = 30 \text{ MPa}$ (pelat lantai)
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 10 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35.2 \text{ MPa}$
- $t_f = 12 \text{ cm}$ (lantai 10 dan lantai 11)

4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

-delapan kali tebal pelat

-setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif lantai 33 ialah sebagai berikut :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(24 - 0,6) = 11,7 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8f) = 102 \text{ cm} = 1,02 \text{ m}$$

Didapatkan b_{eff} terkecil yaitu 1,02 m

Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 6 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah selebar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sebenarnya.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)
- Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0.70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk}=0,6\times f_{ci}=0,6\times 35,2=21,12 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas C :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr}=0,5\times\sqrt{35,2}=2,97 \text{ MPa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perlakuan sederhana : $0.70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk}=0,7\times f_{ci}=0,7\times 35,2=24,64 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perlakuan sederhana : $(1/2) \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{tr}=0,5\times\sqrt{f_{ci}}=0,5\times\sqrt{35,2}=2,97 \text{ MPa}$
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
- Tegangan tekan : $0,45 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)
 $\sigma_{tk}=0,45\times f_{ci}=0,45\times 40=18 \text{ MPa}$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\text{Kelas U} = ft \leq 0,62\sqrt{f'c}$$

$$= ft \leq 0,62\sqrt{40}$$

$$= ft \leq 3,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'c} < ft \leq \sqrt{f'c}$$

$$= 0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40}$$

$$= 3,92 < ft \leq 6,32 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = ft > \sqrt{f'c}$$

$$= ft > \sqrt{40}$$

$$= ft > 6,32 \text{ MPa}$$

Pada Studi kali ini beton diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,7\sqrt{f'c} = 4,427 \text{ Mpa}$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

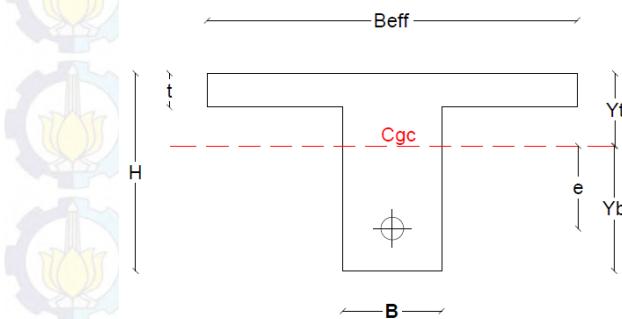
f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f'_c = kuat tekan beton saat pemberian prtekan awal, MPa

f'_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

4.4.5 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Pengecoran pelat selebar B efektif dilakukan secara bersamaan dengan balok prategang sehingga mutu bahan antara pelat dan balok pratekan sama,



Gambar 4.18 Penampang Balok Pratekan

Luas penampang balok pratekan lantai 33 didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{pelat} &= b \times t_f = 102 \times 12 & = 1224 \text{ cm}^2 \\ A_{balok} &= b \times (h-t_f) = 60 \times (120-12) & = 6480 \text{ cm}^2 + \\ && A_{total} & = 7704 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut :

$$c = (h-t_f)/2 + t_f = (120-12)/2 + 12 = 66 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{pelat} \times \frac{t_f}{2} \right) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}}$$

$$y_t = \frac{\left(1224 \times \frac{12}{2} \right) + (6480 \times 66)}{7704}$$

$$y_t = 56,47 \text{ cm}$$

$$yb = cgc = 120 - 56,47 = 63,5 \text{ cm}$$

$$dt = y_t - \frac{t_f}{2} = 56,47 - \frac{12}{2} = 50,47 \text{ cm}$$

$$dp = yb - \frac{h - t_f}{2} = 63,5 - \frac{120 - 12}{2} = 9,5 \text{ cm}$$

Nilai It didapat sebagai berikut :

$$I = \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times db^2) + \frac{1}{12} \frac{be}{n} t_f^3 + (A_{pelat} \times dt^2)$$

$$= \frac{1}{12} \times 60 \times (120 - 12)^3 + (6480 \times 9,5^2) + \frac{1}{12} \frac{102}{n} 12^3 + (1224 \times 50,47^2)$$

$$= 10005024,64 \text{ cm}^4$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan

beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$Kt = \frac{Wb}{Atotal} \text{ dan } Kb = \frac{Wt}{Atotal}$$

$$Wt = \frac{I}{yt} \text{ dan } Wb = \frac{I}{yb}$$

Keterangan :

Kt = kern atas

I = momen inersia

Kb = kern awah

$$Wt = \frac{Ikkomposit}{yt} = \frac{10005024,64}{56,47} = 171182,66 \text{ cm}^3$$

$$Wb = \frac{Ikkomposit}{yb} = \frac{10005024,64}{63,5} = 157478,32 \text{ cm}^3$$

$$Kt = \frac{Wb}{Atotal} = \frac{157478,32}{7704} = 20,44 \text{ cm}^3$$

$$Kb = \frac{Wt}{Atotal} = \frac{177182,66}{7704} = 23 \text{ cm}^3$$

4.4.6 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

- Pada saat beban layan

Tarik ijin = 4,43 Mpa

Tekan ijin = -18 MPa

Digunakan decking (selimut beton)

Tumpuan = 100 mm = 10 cm

Tengah Bentang = 100 mm = 10 cm

Eksentrisitas

pada tumpuan (e) = $yt - d' = 564,7 - 100 = 464,67 \text{ mm}$

tengah bentang (e) = $yb - d' = 635,3 - 100 = 535,3 \text{ mm}$

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Pada Lantai 10

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -1958 kN m

Momen lapangan = 820 kN m

Momen tumpuan kanan = -1958 kNm

- Serat atas

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fox e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$2,9 \geq -\frac{Fo}{770400} + \frac{Fox 464,7}{177182660,73} - \frac{-1958000}{177182660,73}$$

$$Fo = 2231 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-21,12 \leq -\frac{Fo}{770400} - \frac{Fox 464,7}{157478322,5} + \frac{-1958000}{157478332,5}$$

$$Fo = 4974 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -2508 kNm

Momen lapangan = 1053 kNm

Momen tumpuan kanan = -2508 kNm

- Serat Atas

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{Fx e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{Fo}{770400} + \frac{Fox 535,3}{177182660,73} - \frac{1053000}{177182660,73}$$

$F = -10442 \text{ kN}$ (Asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = -12530 \text{ kN}$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_{ox} e}{W_t} + \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$4,42 \geq -\frac{F_o}{770400} - \frac{F_{ox} 535,3}{157478332,5} + \frac{-1053000}{157478332,5}$$

$F = -994 \text{ kN}$ (Asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = -1133 \text{ kN}$

Setelah mencoba semua persamaan baik di tengah bentang maupun di tumpuan pada semua kondisi. Didapatkan hasil sebagai berikut

Tabel 4.19 Rekap F_o lantai 10 yang Didapatkan

	Serat Atas (KN)	Serat Bawah (KN)
F_o lap transfer	= 2231	4974
F_o lap setelah	= -12530	-1133
F_o tump transfer	= 2243	4970
F_o tump setelah	= -12544	-1127

Pada Lantai 11

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = 1492,67 kNm

Momen lapangan = 905,34 kNm

Momen tumpuan kanan = 1492,67 kNm

Dengan cara yang sama didapatkan F_o sebagai berikut

Tabel 4.20 Rekap F_o lantai 11 yang Didapatkan

	Serat Atas (KN)	Serat Bawah (KN)
Fo lap transfer =	2242	4970
Fo lap setelah =	-12534	-1124
Fo tump transfer =	2240	4971
Fo tump setelah =	-12532	-1125

4.4.7 Kontrol Gaya Prategang Saat Transfer

Agar Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan saat transfer maupun saat beban layan (asumsi kehilangan 20%) maka di digunakan Fo pada lantai 10 sebesar 700 kN dan lantai 11 sebesar 700 kN

Pada BAB ini Saat tertransfer gaya prategang, distribusi momen akibat beban yang bekerja berlaku sebagai struktur portal yang monolit.

Pada Lantai 10

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -1958 kN m

Momen lapangan = 820 kN m

Momen tumpuan kanan = -1958 kNm

- Serat atas

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fox e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$2,9 \geq -\frac{700000}{7704} + \frac{700000 \times 535,4}{177182,66} - \frac{820000}{177182,66}$$

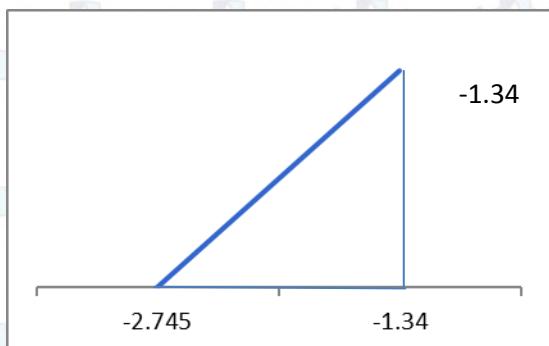
$$2,9 \geq -1,34 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-21,12 \leq -\frac{700000}{7704} - \frac{700000 \times 535,4}{157478,32} + \frac{820000}{157478,3}$$

$-21,12 \leq -2,745 \text{ MPa}$ OK



Gambar 4.19 Diagram Tegangan Saat Transfer (Tengah Bentang)

Kondisi saat transfer (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-24,64 \leq -\frac{700000}{770400} - \frac{700000 \times 464,7}{177182,66} + \frac{-195800}{177182,66}$$

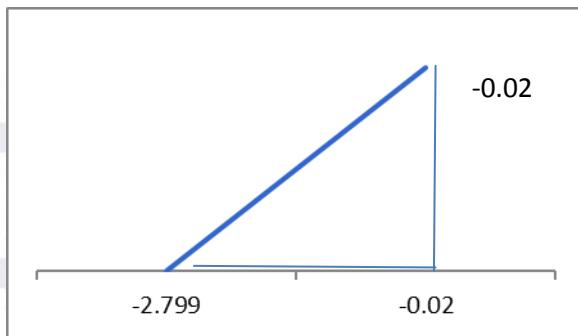
$$-24,64 \leq -0,02 \text{ MPa} \text{ OK}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{Fox e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$2,97 \geq -\frac{700000}{7704} + \frac{700000 \times 464,7}{157478,32} - \frac{-195800}{157478,32}$$

$$2,97 \geq -2,799 \text{ MPa} \text{ OK}$$



Gambar 4.20 Diagram Tegangan Saat Transfer (Tumpuan)

Kondisi saat beban hidup bekerja (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -1958 kNm

Momen lapangan = 820 kNm

Momen tumpuan kanan = -1958 kNm

- Serat Atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{700000}{770400} + \frac{700000 \times 535,3}{177182660} - \frac{820000}{177182660}$$

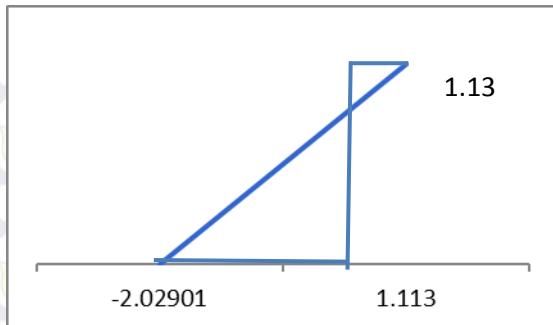
$$-18 \leq 0,01 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fox \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{700000}{770400} - \frac{700000 \times 535,5}{157478322,5} + \frac{-1958000}{157478322,5}$$

$$4,42 \geq -2,029 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.21 Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Bekerja (Tumpuan)

Kondisi setelah beban hidup bekerja (Tumpuan)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{700000}{770400} - \frac{700000 \times 464,7}{177182660} + \frac{-1958000}{177182660}$$

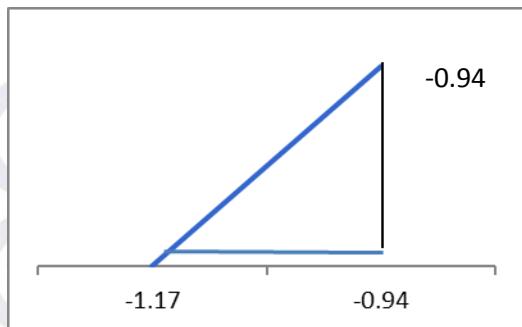
$$4,42 \geq 0,938 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{700000}{770400} + \frac{700000 \times 535,3}{157478322,5} - \frac{-1958000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq -1,169 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Gambar 4.22 Diagram Tegangan Saat Beban hidup bekerja (Tumpuan)

Sehingga didapatkan hasil sebagai berikut

Tabel 4.21 Rekap Hasil Kontrol Tegangan Akibat Fo lantai 10

Kondisi	Lokasi	Serat	
		Atas	Bawah
Transfer	Tengah bentang	-1,42	-2,745
	Tumpuan	-0,02	-2,054
Beban Layan	Tengah bentang	1.13	-2,0291
	Tumpuan	-0,938	-1,169

Dengan metode yang sama pada lantai 11 didapatkan hasil sebagai berikut

Tabel 4.22 Rekap Hasil Kontrol Tegangan Akibat Fo lantai 11

Kondisi	Lokasi	Serat	
		Atas	Bawah
Transfer	Tengah bentang	-1,02	-2,680
	Tumpuan	-0,84	-2,070
Beban Layan	Tengah bentang	0,203	-2,284
	Tumpuan	-0,926	-1,156

Setelah semua lokasi di cek lantai 10 maupun 11 (tumpuan dan tengah bentang) baik serat atas maupun serat bawah pada saat transfer dan saat beban layan (asumsi kehilangan 20%) semua kontrol tegangan telah memenuhi persyaratan. Maka digunakan F_o pada lantai 10 sebesar 700 kN dan 11 sebesar 700 kN.

4.4.8 Penentuan Tendon Yang Digunakan

Pada lantai 33 dan 34 digunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved).

$$f_{p\max} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah :

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p\max}} = \frac{700000}{1395} = 501,79 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-7
- Jumlah strand : 23
- Minimum breaking load : 4230 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi \times 12,7^2 \times 23 = 933,38 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu}$ OK

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{700000}{933,38} = 749,96 \text{ MPa}$$

4.4.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing.

Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

4.4.9.1 Kehilangan Segera (Kehilangan Langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip angker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran. Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s x g}{f_{pakai} x \left(\frac{\mu \alpha}{L} + K \right)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 705,18 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,25 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0066 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = (56,47+63,5)*10 = 1199,70 \text{ mm} \approx 1200 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0,050$$

$$L = 24 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 251,1 \text{ mm} = 0,251 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan $x < 6 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

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

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 700 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 597,46 \text{ kN}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,25 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0066 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8y/L) = 0,4$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$\Delta f_{pf} = 700 - 597,46 = 102,54 \text{ KNm}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{102544}{933,38} = 109,86 \text{ KN}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ditengah bentang ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{109,86}{749,96} = 7,32\%$$

4. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton

terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Dapat di hitung kahilangan yang terjadi akibat gaya prategang ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP, diperoleh nilai maksimum momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 116,768 \text{ kNm}$$

$$M_A = -58,92 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(116,768 - 58,92)}{4} = 14462 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{14462}{933,38} = 22,83 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{22,83}{705,17} = 2,1\%$$

4.4.9.2 Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{ci} - f_{cd}]$$

Dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

f_{ci} = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

f_{cd} = tegangan.beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$$f_{ci} = \left(\frac{700000}{770400} + \frac{700000 \times 464,7}{1771822660} \right) = 2,74 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \left(\frac{-1958000}{1771822660} \right) = -0,011 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{ci} - f_{cd}] = 28,66$$

$$\Delta f_{cr} = \frac{28,66}{705,17} = 2,59\%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{sh} E_s [1 - 0,06(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 82,5% (untuk kota Jakarta)

$K_{sh} = 0,77$ (7 hari)

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$v/s = \frac{770400}{20376} = 37,81$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 6,728$$

SH = 0,581

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{0,581}{705,17} = 0,05\%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [Kre \cdot J(SH + CR + ES)] * C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$Kre = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{749,96}{1860} = 0,41$$

Sehingga diambil nilai C ialah sebagai berikut

$$C = 0,41$$

$$RE = [138 - 0,15(0,582 + 28,66 + 0)] \times 0,41 = 53,44 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{53,44}{749,96} = 7,13\%$$

Total kehilangan pratekan ialah

$$= 7,32\% + 2,07\% + 3,82\% + 0,08\% + 7,13\% = 20,42\%$$

4.4.9.3 Rekap Kehilangan Gaya Prategang

Tabel 4.23 Rekap Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang	lantai 10	lantai 11
Pengangkuran	0,00%	0,00%
Perpendekan elastis	0,00%	0,00%
Wooble effect dan friksi	7,32%	7,32%
Kekangan kolom	2,07%	2,67%

Rangkak	3,82%	3,80%
Susut	0,08%	0,08%
Relaksasi baja	7,13%	7,31%
Total	20,42%	21,18%
Fo (kN)	700	700
F (kN)	698,57	698,52

4.4.10 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

4.4.10.1 Kontrol Akibat Beban Layan

Besar gaya pratekan yang terjadi setelah kehilangan pratekan adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100 - 20,48}{100} \times 700 = 698,57 \text{ kN}$$

Pada BAB ini Saat teransfer gaya prategang, distribusi momen akibat beban yang bekerja berlaku sebagai struktur portal yang monolit.

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -2508 kNm

Momen lapangan = 227 kNm

Momen tumpuan kanan = -2508 kNm

- Serat Atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{698571}{770400} + \frac{698571 \times 535,3}{177182660} - \frac{22700000}{177182660}$$

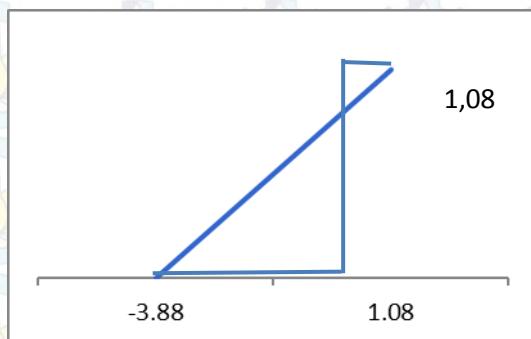
$$-18 \leq 1.081 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fox \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{698571}{770400} - \frac{698571 \times 535,5}{157478322,5} + \frac{22700000}{157478322,5}$$

$$4,42 \geq -3,377 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.23 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Sebenarnya (Tengah Bentang)

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{697936}{770400} - \frac{697936 \times 464,7}{177182660} + \frac{2508000}{177182660}$$

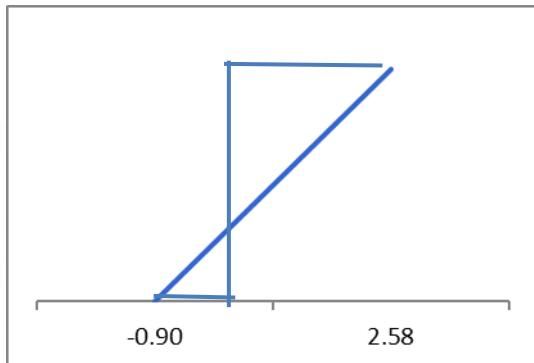
$$4,42 \geq 2,58 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{Fox e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{697936}{770400} + \frac{697936 \times 464,7}{157478322,5} - \frac{2508000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq -0,90 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.24 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Sebenarnya (Tumpuan)

Kontrol terhadap pasal 21.5.2.5 Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'_c/10$ dan $f'_c/10 = 40/10 = 4$ MPa sehingga diambil adalah 3,5 MPa dengan cara interpolasi didapatkan f_{pc} pada lantai 10 sebesar $-2,9 \text{ Mpa} < -3,5 \text{ Mpa}$ (OK). Dengan cara yang sama pada lantai 11 didapatkan sebesar $-2,36 < -3,5 \text{ Mpa}$ (OK).

4.4.10.2 Kontrol Gaya Pratekan Akibat Gaya Gempa

Menurut SNI 2847:2013, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif.

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L+ (Ex+0,3Ey)

Momen tumpuan = 300 kNm (gempa -)

Momen tumpuan = 200 kNm (gempa +)

Tumpuan (gempa -)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_{ox} e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{697936}{770400} - \frac{697936 \times 464,7}{177182660} + \frac{300000}{177182660}$$

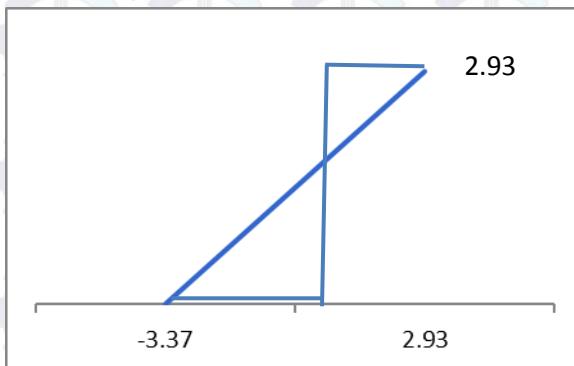
$$4,42 \geq 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{697936}{770400} + \frac{697936 \times 464,7}{157478322,5} - \frac{300000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq -3,378 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Gambar 4.25 Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa - (Tumpuan)

Tumpuan (gempa +)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{697936}{770400} - \frac{697936 \times 464,7}{177182660} + \frac{200000}{177182660}$$

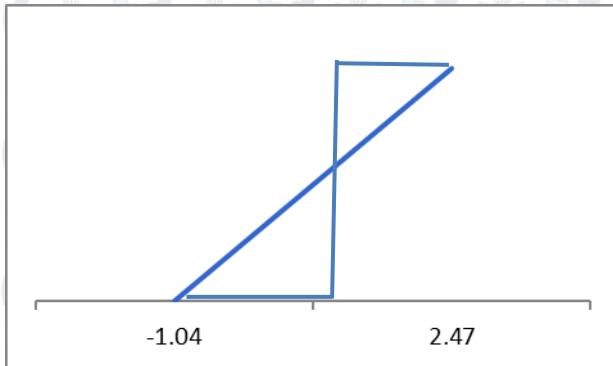
$$4,42 \geq 0,003 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{697936}{770400} + \frac{697936 \times 464,7}{157478322,5} - \frac{200000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq 1,155 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.26 Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa + (Tumpuan)

Ketika terjadi gempa dan beban hidup minimum output dari SAP dengan kombinasi 1D+0,3L+ (Ex+0,3Ey)
Momen tumpuan = 400 kNm (gempa -)
Momen tumpuan = 350 kNm (gempa +)

Tumpuan (gempa -)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_{ox} e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{697936}{770400} - \frac{697936 \times 464,7}{177182660} + \frac{400000}{177182660}$$

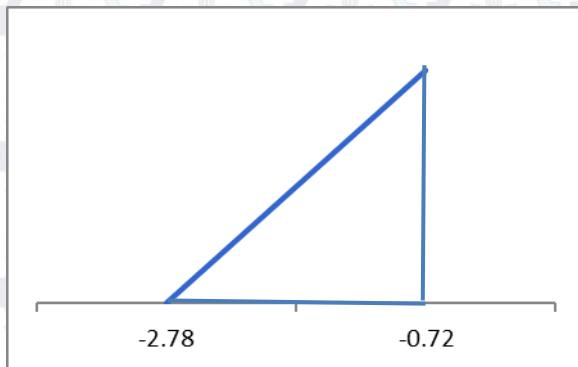
$$4,42 \geq 0,001 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{697936}{770400} + \frac{697936 \times 464,7}{157478322,5} - \frac{400000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq -2,963 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.27 Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa - (Tumpuan)

Tumpuan (gempa +)

- Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{Fox e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$4,42 \geq -\frac{697936}{770400} - \frac{697936 \times 464,7}{177182660} + \frac{350000}{177182660}$$

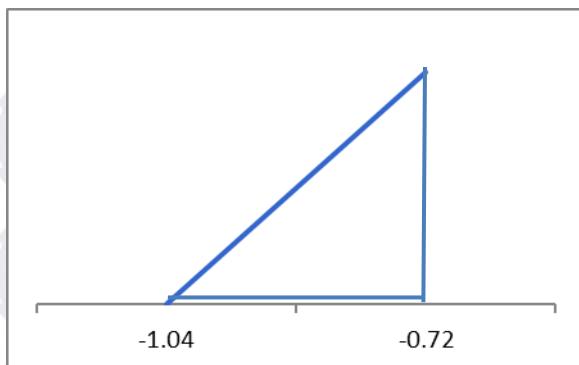
$$4,42 \geq 0,003 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Serat Bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{Fx e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18 \leq -\frac{697936}{770400} + \frac{697936 \times 464,7}{157478322,5} - \frac{350000}{157478322,5}$$

$$-18 \leq 1,151 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



Gambar 4.28 Diagram Tegangan Saat Beban Hidup Maksimum dan Gempa + (Tumpuan)

4.4.10.3 Rekap Kontrol Tegangan Beton Prategang

Tabel 4.24 Rekap Tegangan Beton Prategang Lantai 10

Kondisi	Lokasi	Serat	
		Atas (MPa)	Bawah (MPa)
Beban Layan	Tengah Bentang	1,201	-3,277
	Tumpuan	-2,722	-2,949
Gempa dengan beban hidup maksimum	Tengah Bentang	-0,001	-2,963
	Tumpuan Gempa -	-0,001	-2,963
	Tumpuan Gempa +	-0,003	1,152
Gempa dengan beban hidup minimum	Tengah Bentang	-0,001	-2,963
	Tumpuan Gempa -	-0,001	-2,963
	Tumpuan Gempa +	-0,003	1,151

Tabel 4.25 Rekap Tegangan Beton Prategang Lantai 11

Kondisi	Lokasi	Serat	
		Atas (MPa)	Bawah (MPa)
Beban Layan	Tengah Bentang	0,901	-2,277
	Tumpuan	-1,722	-1,249
Gempa dengan beban hidup maksimum	Tengah Bentang	-0,001	-1,363
	Tumpuan Gempa -	-0,001	-1,363
	Tumpuan Gempa +	-0,003	0,852
Gempa dengan beban hidup minimum	Tengah Bentang	-0,001	-1,363
	Tumpuan Gempa -	-0,001	-1,363
	Tumpuan Gempa +	-0,003	0,852

Kontrol tegangan beton prategang lantai 10 dan 11 sudah memenuhi syarat, setelah adanya gaya gempa maka digunakan F_o sebesar 700 KN.

4.4.11 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan yang diijinkan menurut SNI adalah sebagai berikut (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

4.4.11.1 Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 5,78 \text{ mm}$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{ql} = 16,56 \text{ mm}$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = 11,78 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$11,78 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

4.4.11.2 Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 25,42 \text{ mm}$$

2. Lendutan akibat beban layan yang bekerja

Dalam perhitungan lendutan saat beban layan pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{ql} = 54,67 \text{ mm}$$

Sehingga, lendutan total saat beban layan

$$\Delta l = 29,15 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$29,15 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

4.4.11.3 Rekap Lendutan

Tabel 4.25 Rekap Lendutan

Lantai	Kondisi	Lendutan akibat		total	ijin
		Tendon (mm)	Beban (mm)		
10	Jacking	5,78	16,56	10,78	50
	Beban layan	25,42	54,67	29,25	50
11	Jacking	4,61	13,51	9,90	50

	Beban layan	19,04	40,72	21,68	50
--	----------------	-------	-------	-------	----

Sehingga dengan kontrol lendutan di lantai 10 dan 11 maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.12 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software SAP 2000 v14* yaitu sebagai berikut

Gempa +

$$\text{Mu} = + 68,885 \text{ kNm}$$

Gempa -

$$\text{Mu} = - 68,885 \text{ kNm}$$

Selain itu telah dijelaskan bahwa menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

4.4.12.1 Momen Nominal Tendon Prategang

Tumpuan

$$M_n = T(d - a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 633,38 \text{ mm}^2$$

$$d = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{dp}{\beta_1} \left[\rho p \frac{f'_{pu}}{f'_c} + \frac{f_{pu}}{f'_c} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$\left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{f_{pu}}{f'c} (\omega - \omega') \right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17

Didapatkan $\left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{f_{pu}}{f'c} (\omega - \omega') \right] = 0,194$

$$\text{fps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,194 \right\} = 1599,49 \text{ Mpa}$$

$$T = Aps \times \text{fps} = 633,38 \times 1599,49 = 1013084,97 \text{ N}$$

$$\alpha = \frac{Aps \cdot \text{fps}}{0,85 f'c b} = \frac{1013084,97}{0,85 \cdot 40,350} = 85,13 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{Aps \cdot \text{fps}}{0,85 f'c b}$$

$$M_n = \frac{Aps \cdot \text{fps}}{0,85 f'c b}$$

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak Mu-25% $\Omega M_n = 559,458 - 127,064 = 432,394 \text{ kNm}$. Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 432,394 kNm

4.4.12.2 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $M_u = 432,394 \text{ KNm}$
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 60/120 cm
- Dimensi kolom : 70/70 cm
- Panjang balok : 12,8 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 16 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1200 - 40 - 16 - 22/2 = 1133 \text{ mm}$

4.4.12.3 Penulangan Lentur

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , digunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software SAP 2000 v14* yaitu sebagai berikut

Gempa +

$$Mu = + 350 \text{ kNm}$$

Gempa -

$$Mu = - 400 \text{ kNm}$$

Selain itu telah dijelaskan bahwa menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

1. Momen Nominal Tendon Prategang

Tumpuan

$$Mn = T(d - a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 633,38 \text{ mm}^2$$

$$d = 1200-100=1100 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85-(f'_c-28)/7x0,05 = 0,764$$

$$f_{ps} = f_{pu} 1-A1fpufc'+ddp(-)$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$fpufc'+ddp(-)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

Didapatkan $fpufc'+ddp(-)=0,194$

$$f_{ps} = 1860 1-1,10,764x0,194=1340,46 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 633,38 \times 1340,46 = 849024,3 \text{ N}$$

$$a = A_{ps} f_{ps} 0,85 f'_c b=849024,3 0,85 \cdot 40 \cdot 600= 41,61 \text{ mm}$$

$$Mn = Td-a2$$

$$Mn = 849024,3(1100-41,61/2)x106$$

$$Mn = 931,97 \text{ kNm}$$

$$25\% OMn = 25\% \times 0,9 \times 931,97=335,51 \text{ kNm}$$

M_u akibat gempa maks = 750,25 kNm

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak
 $M_u - 25\% \varnothing M_n = 750,25 - 335,51 = 414,74$ kNm. Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 414,74 kNm

2. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $M_u = 414,74$ KNm
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Dimensi balok : 60/120 cm
- Dimensi kolom : 80/80 cm
- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 16 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1200 - 40 - 16 - 22/2 = 1133$ mm

3. Penulangan Lentur

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan
 $\min = 1,4 f_y = 1,4 \times 420 = 0,0033$
 $\min = f'_c f_y = 404 \times 420 = 0,0037$
Jadi dipakai $\min = 0,0037$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , digunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)
 $1 = 0,85 - 0,05 f'_c - 287 = 0,837$
 $b = 0,85 \times 1 \times f'_c f_y = 0,85 \times 0,837 \times 40$
 $420600600 + 420 = 0,039$
 $\max = 0,75b = 0,029$
 $m = f'_c b = 4200,85 \times 40 = 12,35$

Perhitungan Tulangan Lentur di Tumpuan
Menentukan R_n

$R_n = M_u b d^2 = 414,74 \times 10000000,9 \times 600 \times 11362 = 0,59$ N/mm²
Diketahui harga $\varnothing = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$= 1m1 - 1 - 2xmxRnfy = 0,0014$$

Dimana

$$\text{pakai } <\min < \max \\ 0,0014 < 0,0037 < 0,029$$

Maka digunakan = 0,0037

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = b d = 0,0037 \times 600 \times 1136 = 2521,92 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = As \text{ perlu} / 42 = 2521,921 / 4222 = 6,64 \text{ 8 Tulangan}$$

Maka pada tumpuan atas digunakan 8D22 dan pada tumpuan bawah digunakan 4D22, Perhitungan Tulangan lentur di Lapangan Dengan cara yang sama penulangan daerah lapangan (tengah bentang) didapatkan menggunakan ρ_{\min} Sehingga dipasang 4D22 atas dan bawah.

4.4.12.4 Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3 : gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

Berat Pelat :

$$\gamma_{beton} \times s \times tebalplat = 24 \times 2,75 \times 0,12 = 7,92 \text{ kN/m}$$

Berat Sendiri Balok

$$\gamma_{beton} \times B \times H = 24 \times 0,35 \times 0,7 = 5,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati tambahan } qd \times s = 0,88 \times 2,75 = 2,42 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup $ql \times s = 4,79 \times 2,75 = 13,17 \text{ kN/m}$

Sehingga didapat

Beban mati : 16,22 kN/m

Beban hidup : 13,17 kN/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1L) = 1,2x(16,22) + 1,0 \times 13,17$$

$$= 32,64 \text{ kN/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa : $V_e = M_{pr1} + M_{pr2}Ln - W_{ux}Ln2$

$$V_e = 670,90 + 349,1212,8 - 0,65 - 32,64x(12,8 - 0,5)2$$

$$V_e = -114,31 \text{ kN}$$

$V_e = M_{pr1} + M_{pr2}Ln + W_{ux}Ln2$

$$V_e = 670,90 + 349,1212,8 - 0,65 + 32,64x(12,8 - 0,5)2$$

$$V_e = 282,219 \text{ kN}$$

Catatan: 0,65 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

Cek apakah $V_e > V_u$

$$V_e = 282,219 \text{ kN} > V_u = 259,507 \text{ kN} (\text{OK})$$

$$\text{Maka } v_e = 282,219 \text{ kN}$$

1. Pemasangan Tulangan Geser di daerah sendi plastis

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap

$V_c = 0$, bila :

- Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi ($1.2D+1L$)

$$M_{pr1} + M_{pr2}Ln = 83,952 \text{ kN} > 0,5 \times 282,219 = 141,109 \text{ kN}$$

(NOT OK)

- Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (350 \times 700) \times 40 = 1960 \text{ KN}$

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor a tidak terpenuhi maka dapat dikatakan $V_c \neq 0$ tapi pada kondisi ini balok prategang di desain menggunakan tegangan tarik kelas T

(Transisi) dimana beton diperbolehkan tidak terjadi retak maupun terjadi retak dengan demikian maka diambil $v_c = 0$

$$V_e \leq \emptyset V_s$$

Dimana

$$\emptyset = 0,75$$

$$V_e = 282,219 \text{ kN}$$

$$\text{Sehingga } V_s = V_s = V_e \emptyset = 282,219 \times 0.75 = 376,55$$

$$V_{smin} = 13 \text{ bw } d = 13 \times 350 \times 636 = 74.20 \text{ kN}$$

$$V_{smax} = 23 \sqrt{f'c \cdot bw \cdot d} = 23 \sqrt{40 \times 350 \times 636 \times 10^{-3}} = 938,56 \text{ kN}$$

$$V_{smin} < V_s < V_{smax}$$

$$74,20 < 376,292 < 938,56 (\text{OK})$$

$$\text{Jadi } V_s = 376,292 \text{ kN}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D16

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v f_y d = 195,18 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi

SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 159 \text{ mm}$

2. $6 \times \text{Dutama} = 132 \text{ mm}$

3. $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah dihitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 100 mm. Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1200 = 2400 \text{ mm}$ dari muka kolom Sengkang pertama

4.4.12.5 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut: **Tu kurang dari**

$$\emptyset 0,083 \lambda \sqrt{f'c (A_{cp2}/P_{cp})}$$

$$A_{cp} = \text{Luas penampang}$$

$$P_{cp} = \text{keliling penampang keseluruhan}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton) SNI-2847-2013 psl 8.6.1}$$

$$\emptyset = 0,75 \text{ (faktor reduksi beban torsi)}$$

Besarnya torsi didapatkan dari program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok (torsi envelope). Didapat dari SAP

$$Tu = 16,536 \text{ kNm}$$

Persyaratan diatas tidak terpenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

1. Penulangan Torsi Sengkang
2. Penulangan Torsi Lentur

$$Tu \leq \emptyset 0,083\lambda\sqrt{f'c(Acp_2/Pcp)}$$

$$Acp = b \times h = 600 \times 1200 = 1320000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 2(b+h) = 2(600 + 1200) = 3600 \text{ mm}$$

$$Tu = 16,536 \text{ kNm}$$

$$Tn = 16,386/0,75 = 18,715 \text{ kNm}$$

$$16,536 \text{ kNm} \leq 0,75 \times 1\sqrt{40} (1320000)^2 / 3600 \times 10^{-6}$$

$$= 22958 \text{ kNm (OK)}$$

4.4.12.6 Rekapan Perhitungan Penulangan Lunak

Lantai 10

1. Tulangan lentur

Tumpuan atas = 8 D 22

Tumpuan bawah = 4 D 22

Lapangan atas = 4 D 22

Lapangan bawah = 4 D 22

2. Tulangan geser

Tumpuan = 2 D 13 – 100

Lapangan = 2 D 13 – 300

Lantai 11

1. Tulangan lentur

Tumpuan atas = 8 D 22

Tumpuan bawah = 4 D 22

Lapangan atas = 4 D 22

Lapangan bawah = 4 D 22

2. Tulangan geser

Tumpuan = 2 D 13 – 100

Lapangan = 2 D 13 – 300

4.4.13.1 Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

Tumpuan

$$M_n = T(d - a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 633,38 \text{ mm}^2$$

$$d = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ mpa}$$

$$Fps = 1599,49 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times fps = 633,38 \times 1599,49 = 1013084,97 \text{ N}$$

$$A = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1013084,97}{0,85 \cdot 40 \cdot 600} = 49,66 \text{ mm}$$

$$M_n = T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 564729023 \text{ kNm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = A - \frac{f'_c - 28}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\rho p}{\beta_1} \left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka

$$\left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Didapatkan } \left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] = 0,194$$

$$f_{ps} = 1860 \cdot 1 - 1,10,764 \times 0,194 = 1340,46 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times fps = 633,38 \times 1340,46 = 849024,3 \text{ N}$$

$$a = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b = 849024,3 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 600 = 41,61 \text{ mm}$$

$$M_n = T(d-a/2)$$

$$M_n = 849024,3(1100-41,61/2) \times 106$$

$$M_n = 931,97 \text{ kNm}$$

2. Lapangan

$$M_n = T(d - a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 633,38 \text{ mm}^2$$

$$D = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ mpa}$$

dengan menggunakan rumus yang sama

$$M_n = T(d-a/2)$$

$$M_n = 749024,3(1100-41,61/2) \times 10^{-6}$$

$$M_n = 923,56 \text{ kNm}$$

4.4.13.2 Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak

1. Tumpuan

Dipakai tulangan lentur 8 D 22

$$A_s = 3039,52 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 40$$

$$D = 1136 \text{ mm}$$

$$M_n = T_x (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 3039,52 * 400 (1136-41,61/2) \times 10^{-6}$$

$$= 1355,86 \text{ kN}$$

2.

Lapangan

Dipakai tulangan lentur 4 D 22

$$A_s = 1518,4 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 40$$

$$D = 1136 \text{ mm}$$

$$M_n = T_x (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 1518,4 * 400 (1136-41,61/2) \times 10^{-6}$$

$$= 677,32 \text{ kN}$$

4.4.13.3 Momen Ultimate (Mu)

Nilai Mu yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi. Berikut adalah rekap momen ultimate dari berbagai kombinasi beban.

Tabel 4.26 Momen Ultimate

Kombinasi	Lokasi	Momen (kNm)
1.4D	Tumpuan	654,78
	Lapangan	456,12
	Tumpuan	650,90
1.2D+1.6L	Tumpuan	789,45
	Lapangan	678,71
	Tumpuan	776,90
1.2D+1L±1Ex±0.3Ey	Tumpuan	998,99
	Lapangan	559,45
	Tumpuan	980,32
1.2D+1L±0.3Ex±1Ey	Tumpuan	890,76
	Lapangan	678,21
	Tumpuan	873,92
0.9D±1Ex±0.3Ey	Tumpuan	769,43
	Lapangan	528,71
	Tumpuan	716,90
0.9D±0.3Ex±1Ey	Tumpuan	759,45
	Lapangan	618,71
	Tumpuan	796,90
max		
	Tumpuan	998,99
	Lapangan	559,45

4.4.13.4 Momen Nominal Total (Mn)

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

1. Tumpuan

$$M_n \text{ total} = 931,72 + 923,563 = 1854,992 \text{ kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u \text{ max tumpuan}$, dimana nilai $\phi=0,9$

$$0,9 \times 1854,99 \geq 998,993 \text{ kNm}$$

$$1675,81 \text{ kNm} \geq 1356,8 \text{ kNm (OK)}$$

Kontrol terhadap gempa

$$M_n \text{ total} = 25\% \times 931,72 + 923,563 = 1.156,49 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ gempa} = 559,45 \text{ kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u \text{ max gempa}$, dimana nilai $\phi=0,9$

$$0,9 \times 1156,49 \geq 559,45 \text{ kNm}$$

$$1056,78 \text{ NM} \geq 559,45 \text{ kNm (OK) (Kombinasi Gempa)}$$

2. Lapangan

$$M_n \text{ total} = 923,56 + 627,32 = 1550,88 \text{ kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u \text{ max lapangan}$, dimana nilai $\phi=0,9$

$$0,9 \times 1550,88 \geq 940,77 \text{ kNm}$$

$$1445,82 \text{ kNm} \geq 940,77 \text{ kNm (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

4.4.13 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

1. Tumpuan

$$F = 520,999 \text{ kN}$$

$$K_b = 180,57 \text{ mm}$$

$$e = 157,25 \text{ mm}$$

$$w_t = 65042530 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F(e+K_b) \\ &= 520,999(152,75+180,57) \\ &= 176003807 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_t \\ &= 3,92 \times 65042530 \\ &= 254966717,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 430970525 \text{ Nmm} = 430,970 \text{ kNm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$1008,627 > 1,2 \times 430,970$$

$$1008,627 \text{ kNm} > 517,164 \text{ (OK)}$$

2. Lapangan

$$F = 520,999 \text{ kN}$$

$$K_t = 104,92 \text{ mm}$$

$$e = 342,75 \text{ mm}$$

$$w_b = 37791510 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F(e+K_b) \\ &= 520,999(342,75+104,92) \\ &= 233235523 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_t \\ &= 3,92 \times 37791510 \\ &= 148142719,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 381378242 \text{ Nmm} = 381,378 \text{ kNm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$771,126 > 1,2 \times 381,378$$

$$771,126 \text{ kNm} > 457,653 \text{ (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak di dearrt tumpuan dan lapangan maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.14 Rekap Kontrol Momen Nominal dan Momen Retak

Sehingga dengan kontrol momen nominal dan momen retak di dearr tumpuan dan lapangan pada lantai 10 dan 11 maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.15 Prestress Partial Ratio (PPR)

Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat stprand prategang terhadap momen batas total penampang.

$$\text{PPR} = \frac{\text{momen batas prategang}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}} \\ = \frac{575433233}{575433233.8 + 5452631210} \times 100\% = 51,35\%$$

momen batas total (prategang dan tulangan) PPR=.

Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya penerangan, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2.

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pascatarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI

2847:2013Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal pada lantai 10 ialah sebagai berikut :

$$F_o = 700000 \text{ N}$$

$$Pu = 1,2 F_o = 1,2 \times 700000 = 840000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \sum Pu \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$D_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣPu = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$$a = 165 \text{ mm (angkur dengan strand 5-7, VSL tabel)}$$

$$e = 152,75 \text{ mm (eksentrisitas pada tumpuan)}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 840000 \left(1 - \frac{135}{1200} \right) = 160500 \text{ N}$$

$$D_{PENCAR} = 0,5(1200 - 2 \times 157,25) = 442,75 \text{ mm}$$

$$Av_p = \frac{T_{pencar}}{f_y} = \frac{160500}{400} = 401.25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 $\phi 13$ ($Av = 265,46 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$N = \frac{401.25}{265.46} = 1,51 \sim 2 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$S = \frac{160500}{400} = 222 \text{ mm diambil } 200 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2 $\phi 13$ dengan nilai s = 200 mm

Untuk lantai 11 dipasang 2 $\phi 13$ dengan nilai s = 250 mm

4.4.16 Kontrol Pelat Ketika Menerima Beban Pengecoran Balok Prategang

Pada saat pengecoran balo prategang, pelat pracetak dibawahnya menumpu beban pengecoran balok diatasnya. Maka kita harus menghitung apakah pelat pracetak bisa menampung beban dan tidak terjadi keretakan yang diinginkan.

Tulangan pada pelat

$$\text{Pelat A} = 5 \text{ D } 12-200 \text{ As} = 425$$

- $\text{Mulx}^{(+)} = \text{Mutx}^{(-)} = 64567893,78 \text{ kgm}$
- $\text{Muly}^{(+)} = \text{Muty}^{(-)} = 76584323,63 \text{ kgm}$

✓ Penulangan arah X

$$\text{Mulx}^{(+)} = \text{Mutx}^{(-)} = 64567893,78 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{64567893,78}{0,8 \times 1000 \times 34^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,82}{420}} \right) = 0,0020$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0020 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

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

$$= 0,0020 \times 1000 \times 34 = 227,31 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$\begin{aligned} S &\leq 3 \times 60 \\ &\leq 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As D_{12}} \\ = \frac{227,31}{113,09} = 2,04 \approx 4 \text{ buah}$$

$$As_{\text{pasang}} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A D_{12} \\ = 4 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\ = 452 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} \dots \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 4 D12-250 mm.

✓ **Penulangan arah Y**

$$Muly^{(+)} = Muty^{(-)} = 76584323,63 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{76584323,63}{0,8 \times 1000 \times 53^2} = 0,64 MPa$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,64}{420}} \right) = 0,0016$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0016 < \rho_{\text{min}} = 0,0018$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0018 \times 1000 \times 53 = 286,23 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

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

$$S \leq 3 \times 60 \\ \leq 180 \text{ mm}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As D\phi 12} \\ = \frac{286,23}{113,09} = 2,67 \approx \text{dipakai 3 buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A D_{12} \\
 &= 3 \times 113,09 \text{ mm}^2 \\
 &= 365 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 3 D12-200 mm

Hasil yang didapat pada tulangan yang dibutuhkan pelat adalah 4D12-200 sedangkan Tulangan yang dipakai pelat pracetak 5D12-200 sehingga pelat pracetak cukup kuat menampung beban pengecoran balok prategang.

4.5 Perencanaan Balok Induk dan Balok Anak Non Prategang

Balok induk dan balok anak didesain tipikal lantai 1-11 hal ini dikarenakan kemiripan hasil *output* gaya dalam yang dihasilkan, serta dapat mempermudah dan mempercepat pelaksanaan dilapangan.

4.5.1 Data Perencanaan

Balok induk

Dimensi	: 30/50 cm
Bentang	: 6 m dan 1,8 m
Tebal decking	: 40 cm
Diameter tulangan utama	: 16 mm
Diameter tulangan sengkang	: 10 mm
f_y	: 420 MPa
f_c'	: 30 MPa

Balok Anak

Dimensi	: 20/40 cm
Bentang	: 6 m
Tebal decking	: 40 cm
Diameter tulangan utama	: 16 mm
Diameter tulangan sengkang	: 8 mm
f_y	: 420 MPa
f_c'	: 30 MPa

4.5.2 Perhitungan Penulangan

4.5.2.1 Perhitungan Penulangan Balok Induk

$$d = 500 - 40 - 10 - 16/2 = 442 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,030$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,030 = 0,022$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,0033$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0033

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_s_{\text{perlu}}}{A_s D 16}$$

Penulangan Balok induk bentang 6 m

Kombinasi	Lokasi		Momen (kNm)
1,4D	Tumpuan kiri	Atas	-164
1,2D + 1,6L		Bawah	-38,74
1,2D + 1L ± 1 Ex	Lapangan	Atas	48,2
1,2D + 1L ± 1 Ey		Bawah	66,3
0,9D ± 1 Ex	Tumpuan kanan	Atas	-161,6
0,9D ± 1 Ey		Bawah	-20,9

Lokasi		Mu	Mn	Rn	Ro Perlu	Ro Pakai	As Perlu
		kNm	kNm	N/mm			mm2
tumpuan kiri	atas	-164	219	5,04	0,0135	0,0135	1779,23
	bawah	-38,74	48,42	1,17	0,0033	0,0033	439
Lapangan	atas	48,2	60,25	1,48	0,0036	0,0036	477,04
	bawah	66,3	82,87	2,04	0,0051	0,0051	667,09
tumpuan kanan	atas	-161,6	202	4,97	0,0131	0,0131	1779,23
	bawah	-20,9	26,12	1,17	0,0033	0,0033	439

Lokasi		As Perlu	Tul Perlu	Tul Pasang	Jarak Tulangan	Jarak Tulangan
		mm2			mm	pakai
tumpuan kiri	atas	1779,23	4,68	5	96,667	90
	bawah	439	1,15	2	156	150
lapangan	atas	477,04	1,25	2	156	150
	bawah	667,09	1,76	2	156	150
tumpuan kanan	atas	1779,23	4,68	5	96,667	100
	bawah	439	1,15	2	156	100

Penulangan Balok induk bentang 1,8 m

Kombinasi	Lokasi		Momen (kNm)
1,4D 1,2D + 1,6L 1,2D + 1L ± 1 Ex 1,2D + 1L ± 1 Ey 0,9D ± 1 Ex 0,9D ± 1 Ey	Tumpuan kiri	Atas	0
		Bawah	0
	Lapangan	Atas	9,7
		Bawah	0
	Tumpuan kanan	Atas	35,89
		Bawah	0

Lokasi	Mu	Mn	Rn	Ro Perlu	Ro Pakai	As Perlu
	kNm	kNm	N/mm			mm ²
tumpuan kiri	atas	0	0	0	0	0
	bawah	0	0	0	0	0
lapangan	atas	9,7	12,12	0,3	0,0007	0,0033
	bawah	0	0	0	0	0
tumpuan kanan	atas	35,89	44,86	1,10	0,0027	0,0033
	bawah	0	0	0	0	0

Lokasi	As Perlu	Tul Perlu	Tul Pasang	Jarak Tulangan	Jarak Tulangan
	mm ²			mm	Pakai
tumpuan kiri	atas	0	0	2	167,0
	bawah	0	0	2	167,0
lapangan	atas	439	1,15	2	167,0
	bawah	0	0	2	167,0
tumpuan kanan	atas	439	1,15	2	167,0
	bawah	0	0	2	167,0

Perencanaan Tulangan geser dan torsi

Sesuai peraturan SNI 03-2847-2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini : Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$\Phi V_n = V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1})$$

Dengan V_u merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

Φ = Faktor reduksi geser (0.75)

V_n = Kuat Geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\Phi T_n = T_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

Dimana :

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{umin}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²

F_{yt} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor Tu kurang dari :

$$\phi 0,33\lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

f'_c = Kuat tekan beton, Mpa

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm^2

P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm^2

a. Perhitungan Penulangan Torsi

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 300/500 mm

Tu = 20668560 Nmm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$20668560 < 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{12} \left(\frac{(200 \times 400)^2}{(200 + 400) \times 2} \right)$$

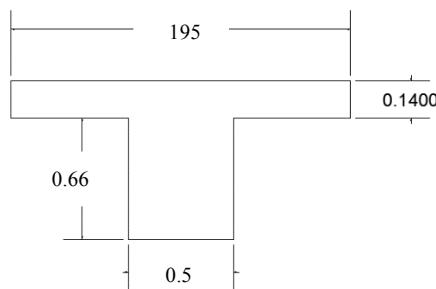
$$20668560 < 9128719 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3.

- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasiya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil 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 digambarkan dalam gambar 7.9 berikut ini



Gambar 4.9 Dimensi balok induk sebagai balok T

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{Wu \times l_n}{2}$$

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.

▪ Perhitungan Penulangan Geser Balok Induk Bentang 6 meter

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut :

$$M_{pr} = As \times 1,25 \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b}$$

Tabel 7.2 Nilai Mpr balok induk eksterior

	LOKASI	Tul. Pasang	As perlu	a (mm)	Mpr (kNm)
Tumpuan	KIRI	ATAS	5	1900,6	130,35
		BAWAH	2	760,27	52,18
	KANAN	ATAS	5	1900,6	130,35
		BAWAH	2	760,26	52,18

$$M_{pr_1} = 372,97 \text{ kNm}$$

$$M_{pr_2} = 164,80 \text{ kNm}$$

$$l_n = 3 \text{ m}$$

$$W_u = 22,92 \text{ KN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)}$$

- Analisa terhadap gempa kiri

$$V_u = \frac{372,97 + 164,80}{6} - \frac{22,92 \times 6}{2}$$

$$V_u = 29,02 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{372,97 + 164,80}{6} + \frac{22,92 \times 6}{2}$$

$$V_u = 159,67 \text{ kN}$$

➤ Analisa terhadap gempa kanan

$$V_u = \frac{372,97 + 164,80}{6} - \frac{22,92 \times 6}{2}$$

$$V_u = 29,02 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{372,97 + 164,80}{6} + \frac{22,92 \times 6}{2}$$

$$V_u = 159,67 \text{ kN}$$

Hasil dari SAP 2000 dengan nilai $V_u = 120,216 \text{ kN}$, sehingga nilai V_u yang menentukan ialah 159,67 kN

b. Pemasangan sengkang daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

1. $M_{pr} > 0,5 \times \text{Total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$
 $(372,97+164,80)/4 > 0,5 \times 159,67 \text{ kN}$

$$94,334 > 79,83 \quad \dots (\text{OK})$$

2. Gaya Aksial Tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c$
 $7983 \text{ kg} < 90000 \quad \dots (\text{OK})$

Karena Gaya aksial terlalu kecil maka persyaratan memenuhi :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\
 &= 0,75 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times 736 \\
 &= 403124 \text{ N} = 403,124 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{444,741}{0,75} - 403,124 = 189,864 \text{ kN}$$

Rencanakan tulangan geser $2\phi 13$ mm ($A_v = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{Av \times fy \times b}{Vs} = \frac{265,3 \times 390 \times 736}{189864} = 401,13 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2 bahwa syarat jarak antar sengkang untuk sendi plastis tidak boleh melebihi :

$$1.7 \frac{d}{4} = 436/4 = 109,75 \text{ mm}$$

$$2.7 8 \times D = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$3.7 150 \text{ mm}$$

Dari Syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang dengan hoop pertama = 109,75 mm.

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$Vs = \frac{As \times fy \times d}{s} = \frac{265,3 \times 390 \times 736}{150} = 507678,08 \text{ N}$$

$$\phi Vs = 0,75 \times 507678,08 = 380758,56 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + Vs) = 0,75 \times (403,124 + 380,759) = 587,912 \text{ N} > 380,759 \text{ N}$$

Sengkang yang dipasang $2\phi 13$ mm sejarak 150 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- S_{\max} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 800 = 1600 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk interior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \times bw \times d \times \sqrt{f'c} = \frac{2}{3} \times 600 \times 736 \times \sqrt{30}$$

$$= 1596370,26 \text{ N} = 1596,37 \text{ kN}$$

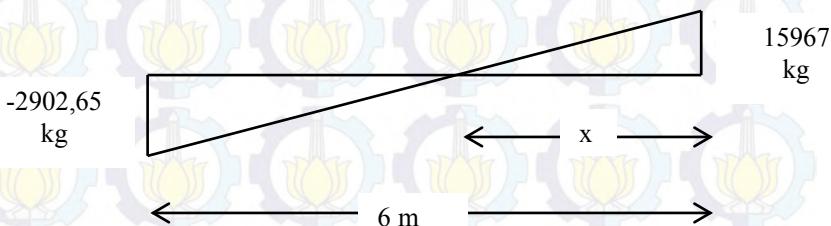
$1596,37 \text{ kN} > 380,758 \text{ kN}$

Sehingga sengkang $2\phi 13 - 150$ dapat digunakan

4.7

Pemasangan sengkang diluar sendi plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1600 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dan memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton.



Gambar 4.10 Penentuan jarak x diluar sendi plastis

Persamaan segitiga untuk mencari jarak x

$$\frac{x}{5,6 - x} = \frac{15967}{2902}$$

$$2902x = 91012 - 15967x$$

$$x = 4,82 \text{ m}$$

Vu pada jarak = 1600 mm dari tumpuan

$$\frac{4,82}{4,82 - 1,6} = \frac{15967}{x}$$

$$4,82 x = 61045$$

$$x = 12656,58 \text{ kg}$$

$V_u = 12656 \text{ kg}$ pada jarak 1600 mm

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s = \frac{8504,49}{0,75}$$

$$V_s = 11339,315 \text{ kg}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan $\phi 13$ ($A_v = 265,3 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times b}{V_s} = \frac{235,3 \times 420 \times 436}{168,75} = 219 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan begel di luar sendi plastis bedasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.4 :

$$\frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 436 = 218 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2 $\phi 13 - 300 \text{ mm}$ sebanyak :

$$Ln = 6000 - 2 \times 0,5 \times 300 = 5700 \text{ mm}$$

$$\frac{Ln - 4 \times h}{s} + 1 = \frac{5700 - 4 \times 500}{300} + 1 = 13,3 \approx 14 \text{ buah}$$

di bagian tengah balok

5.7 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 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

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

6.7 Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dipropsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan
 f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil 0,6 f_y

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 234 \text{ Mpa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (decking + $\frac{1}{2}$ jari-jari tulangan)

$$d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 64 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{64 \times 300}{4} = 4800 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 234 \times \sqrt{0,064 \times 0,0048}$$

$$Z = 4,1 \text{ MN/m} > 30 \text{ MN/m....OK}$$

4.6 Perencanaan Kolom

4.6.1 Umum

Balok paska tarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi selama beberapa tahun, dampak paska tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1978.

Pada studinya dijelaskan bahwa kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan paska tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektivitas paska tarik. Selain itu efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya.

4.6.2 Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder, balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dalam perhitungan perencanaan dimensi kolom maupun penulangan kolom, bagian kolom yang direncanakan ialah kolom yang memikul balok pratekan saja (batasan masalah).

4.6.2.1 Data Umum Kolom

Dimensi Kolom pada portal prategang

Lantai 1-5 (K1) : 70/70 cm

Lantai 6-11 (K2) : 60/60 cm

Pemikul Prategang (KP) : 70/70 cm

Tinggi kolom : 400 cm

Tinggi bersih kolom : 350 cm (non prategang)
315 cm (prategang)

Decking (d') : 40 cm

Diameter tulangan : 25 mm

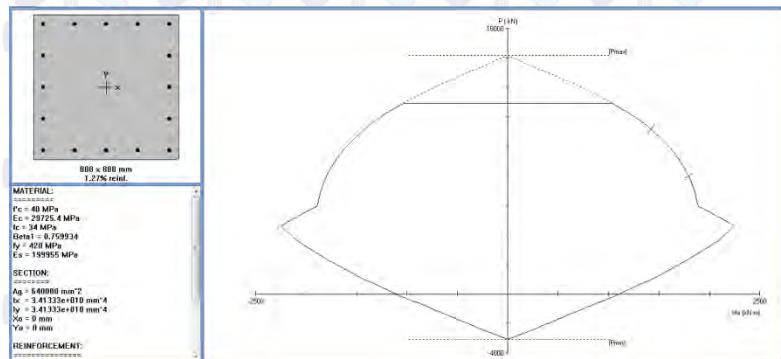
Diameter sengkang : 16 mm

Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa
 Mutu beton (f_c') : 30 MPa

4.6.2.2 Perhitungan Penulangan Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari SAP 2000 yaitu sebagai berikut :

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



4.6.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program SpColumn diperoleh Tulangan longitudinal : 16 D 25, dengan rasio tulangan = 2,05 % (Ok)

Lantai	Dimensi	Tulangan	Rasio	Batas	Ket
1-5	700x700	16 D25	1.25%	1% -6%	Ok
6-11	600x600	16 D25	1.66%	1% -6%	Ok
K. Prategang	700x700	16 D25	1.25%	1% -6%	Ok

4.6.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\varnothing P_n = 0,8 \times \varnothing \times (0,85 \times f'c \times (Ag - Ast) + fy \times Ast) > Pu$$

$$Pu = 4711 \text{ kN (ok)}$$

Diketahui bahwa :

$$Ag = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$Ast = 8154,82 \text{ mm}^2,$$

maka :

$$\varphi P_n = 0,8 \times 0,65 [0,85 \times 40 \times (490000 - 8154,82) + 420 \times 8154,82]$$

$$\varphi P_n = 12951,9 \text{ kN} > Pu = 4711 \text{ (ok)}$$

Tabel Kapasitas Aksial Kolom

Lantai	$\varnothing P_n$ (kN)	P_u (kN)	$\varnothing P_n > P_u$
1-9	12951.9	4711	Ok
10-11	10298.3	2044	Ok
K. Prategang	12951.9	1169	Ok

4.6.2.5 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana V_e

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.

Mpr didapatkan dengan Bantuan SpCollumn Pada Grafik Interaksi Kolom Biaksial dengan memperbesar kuat tarik baja sebesar 1,25xfy. Gaya Geser Rencana didapatkan dengan Rumus Sebagai Berikut

$$Ve = (Mpr1 + Mpr2) / ln$$

Sehingga didapatkan hasil sebagai berikut

4.6.2.6 Penulangan Transversal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom interior sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

$$lo \geq h = 700 \text{ mm}$$

$$lo \geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3500 = 583,3 \text{ mm}$$

$$lo \geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- 1/4 \text{ dimensi terkecil kolom} = 1/4 \times 700 = 175 \text{ mm}$$

$$- 6 \times db = 6 \times 25 = 132 \text{ mm}$$

Dimana S, tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh\min}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$Ash = 0,3 \times \frac{s \times bc \times fc'}{fy} \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

Dan

$$Ash = 0,09 \times \frac{s \times bc \times fc'}{fy}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

Ag = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $F_{yh} = 420$ Mpa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 13$ mm. sehingga diperoleh :

$$b_{cx} = bx - 2d' - ds = 700 - 2 \times 40 - 13 = 607 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = by - 2d' - ds = 700 - 2 \times 40 - 13 = 607 \text{ mm}$$

$$A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (700 - 2 \times 40)(700 - 2 \times 40) = 418400 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 607 \times 40}{420} \left[\frac{490000}{418400} - 1 \right] = 473,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 707 \times 40}{420} = 606 \text{ mm}^2$$

Jadi A_{shx} min = 606 mm². Sehingga di pakai 4D16-100 ($A_{sh} = 808,84 \text{ mm}^2 > 606 \text{ mm}^2$),

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{708,84 \times 420 \times (700 - 40 - 16 - \frac{25}{2})}{100} = 2485 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_s > V_e, \emptyset = 0,75$$

$$1863,75 > 1561 \text{ kN (OK)}$$

$$A_{sy} = A_{sx}$$

$$\emptyset V_s > V_e, \emptyset = 0,75$$

$$1863,75 > 1785 \text{ kN (OK)}$$

Jadi digunakan arah x 4D16-100mm dan arah y 4D16-100mm.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150$ mm.

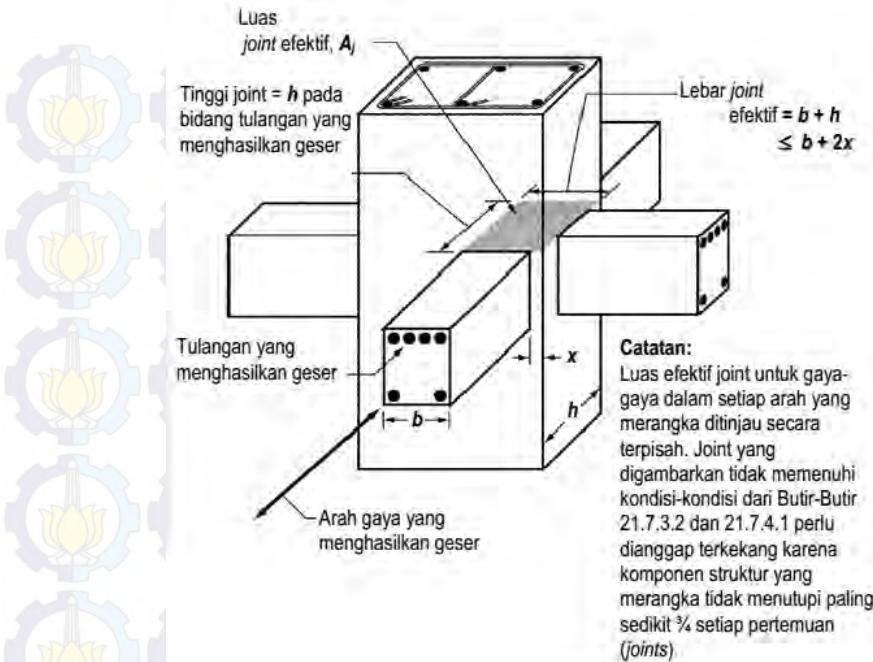
4.7 Hubungan Balok dan Kolom

4.7.1 Ketentuan dalam SNI 03-2847-2013

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam suatu *joint* telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ($\frac{3}{4}$) lebar kolom.

Kekuatan geser nominal (V_n)untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa V_n *joint* tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut :

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka $1.7x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan $1.2x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk kasus-kasus lainnya $1x\sqrt{f'c} A_j$



Gambar 10.1 gambar hubungan balok kolom

A_j adalah luas penampang efektif dalam suatu joint yang dihitung dari tinggi *joint* kali lebar joint efektif. Tinggi *joint* harus merupakan tinggi keseluruhan kolom, h . Lebar *joint* efektif harus merupakan lebar keseluruhan kolom, kecuali bilamana suatu balok merangka ke dalam suatu kolom yang lebih lebar, lebar *joint* efektif tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari (a) dan (b):

- (a) Lebar balok ditambah tinggi *joint*
- (b) Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

4.7.2 Dimensi Joint

Sesuai dengan yang diatur dalam SNI yang telah diuraikan dalam sub bab sebelumnya. Maka *joint* dalam gedung ini, bisa dibagi menjadi dua kondisi yaitu :

- Kondisi satu

Dimana kolom sesuai dengan gambar berikut ini :

- Kondisi dua (kondisi lain-lain)

Pada gambar X.3 menunjukkan bahwa ada 4 balok yang bertemu pada joint tersebut. yaitu :

pengekang	dimensi	syarat
	b (mm)	$> (3/4) \times 600$
balok induk	300	Tidak mengekang
balok anak	300	tidak mengekang

Meskipun pada joint tersebut bertemu 4 balok tetapi menurut SNI, balok yang memberikan pengekangan hanya balok exterior sehingga kolom terkekang pada sisi yang bedekatan, joint tersebut termasuk **kondisi lain-lain**.

Hubungan Balok Kolom

- **Hubungan balok kolom kondisi satu**

Dimensi HBK

dimensi HBK

$b =$	b balok	=	300	mm
-------	---------	---	-----	----

$$\boxed{h = \boxed{b \text{ kolom}} = \boxed{700 \text{ mm}}}$$

Sesuai dengan SNI Pasal 21.7.4.1

Luas efektif hubungan balok-kolom dinyatakan dalam Ai

$$\text{Lebar efektif} = b+h = 1400\text{mm}$$

$$\text{Lebar joint efektif} \leq bw + 2x = 700 \text{ mm}$$

Maka yang dipakai paling efektif yaitu 700mm

$$\begin{aligned} A_j &= 700 \times 700 \\ &= 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk SNI Pasal 21.7.2.3

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan longitudinal balok tidak boleh < 20D Tulangan terbesar dari balok

$$\text{Dimensi kolom yang sejajar} = 700 \text{ mm}$$

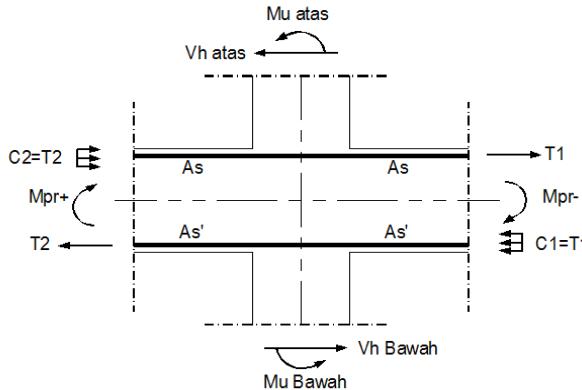
$$\text{D tul. Balok} = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } 20D \text{ tul} &= 20 \times 16 \\ &= 320 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka D tul balok < Dimensi kolom

$$320 < 700 \dots \text{Ok}$$

4.7.3 Perhitungan Geser di Joint



Se

suai SNI 03-2847-2013 Pasal 21.7.4 di tiap HBK perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang mungkin terjadi. Gaya geser yang mungkin terjadi adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok yang menyatu di Hubungan Balok Kolom.

- Luasan tulangan tarik longitudinal pada balok :

$$\begin{aligned} A_{S1} &= nx0.25\pi x D^2 = 12x0.25\pi x 16^2 \\ &= 481,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S2} &= nx0.25\pi x D^2 = 8x0.25\pi x 16^2 \\ &= 3421,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Gaya geser yang mungkin terjadi :

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{S1} x 1,25 x f_y = 5890,48 x 1,25 x 390 \\ &= 2855,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_{S2} x 1,25 x f_y = 3926,99 x 1,25 x 390 \\ &= 1796,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Perhitungan V_h

V_h merupakan gaya geser kolom yang dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dalam hal ini jumlah M_{pr} itu dipikul oleh kolom atas dan kolom bawah HBK berbanding terbalik dengan panjangnya masing-masing.

- M_{pr} tulangan 12D 16:

$$a_1 = \frac{A_{s1} x (1,25 fy)}{0,85 x f'c x b} = 247,5 \text{ mm}$$

$$M_{PR1} = A_{s1} x (1,25fy)x(d - a_1/2) = 1001,88 \text{ kN}$$

- M_{pr} tulangan 8D 16:

$$a_2 = \frac{A_{s2} x (1,25 fy)}{0,85 x f'c x b} = 165 \text{ mm}$$

$$M_{PR1} = A_{s2} x (1,25fy)x(d - a_2/2) = 1511,87 \text{ kN}$$

$$Vh = 2 x 0,5x (M_{pr1} + M_{pr2}) x \frac{l}{1000} = 966,83 \text{ kN}$$

Pada joint kekauan kolom atas dan bawah sama

DF = 0,5

Dengan hasil perhitungan diatas diperoleh :

Gaya geser kolom di x-x = T1+ T2- V_h

Gaya geser kolom x-x

$$\begin{aligned} V_{x-x} &= 2855,01 + 1796,13 - 966,83 = 2796 \text{ N} \\ &= 3684,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.4.1, untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_c = \phi [1,7 \sqrt{f' c} . Aj] = 0,75 x 1,7 x \sqrt{40} x 700 x 700$$

$$= 0,75 x 5268,36 = 3951,27 kN$$

Kontrol $\phi V_n > V_u$

$$3951,27 \text{ kN} > 966,83 \text{ kN} \dots (\text{oke})$$

BAB V

PERENCANAAN PONDASI

5.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe*. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

5.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Perkantoran Graha DCP Jakarta adalah data tanah kantor Graha DCP hasil Uji PT Solefound Sakti.

5.3 Kriteria Design

5.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* Produk dari .

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Diameter outside (D)* : 600 mm
- *Thickness* : 100 mm
- Kelas : A1

- *Modulus* : 17255,62 cm³
- *Bending momen crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial* : 235,4 ton

5.4 Daya Dukung

5.4.1 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 di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu 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

$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

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

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$, (untuk lempung)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$, (untuk lanau berlempung)

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}, \quad (\text{untuk lanau berpasir})$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}, \quad (\text{untuk pasir})$$

Q_p = Tegangan di ujung tiang

Q_s = $q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

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

5.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse

Labarre adalah :

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

5.4.3 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

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

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

$\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = 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.

5.5 Perhitungan Tiang Pancang

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000, diambil output reaksi perletakan yang terbesar dengan hasil ialah sebagai berikut (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban ultimate, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban) :

P = 204,456 t

M_{ux} = 26,65 tm

M_{uy} = 30,97 tm

H_x = 11,405 t

H_y = 13,61 t

5.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari PT Triando sakti digunakan contoh untuk kedalaman 20 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 8.1). Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$\begin{aligned} Q_p &= (N_p \times K) \times A_p \\ &= (32,5 \times 25 \times 0,283) = 206,298 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= (N_s/3 + 1) \times A_s \\ &= (23,65/3 + 1) \times 39,564 = 201,148 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_L &= Q_p + Q_s \\ &= 206,298 + 201,148 = 416,446 \text{ t} \end{aligned}$$

$$Q_u = \frac{Q_L}{S_f} = \frac{416,446}{3} = 138,82 \text{ t}$$

Dari hasil Qu yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P_n}{Q_u} = \frac{204,46}{138,82} = 3,14 \approx 4 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam table 5.1 berikut ini :

Tabel 5.1 Daya dukung tiang pancang tunggal

D (m)	N-SPT	N'	Jenis	Np	K t/m ²	qp t/m ²	qs t/m ²	Qp ton	Qs ton	Qi ton	Oijin ton	n min tiang
			Tanah									
0	0	7.5	lempung berpasir	9.00	25	64	3.50	18.0	0.0	18.0	6.0	####
1	4	9.5	lempung berpasir	9.00	25	225	3.83	63.6	7.2	70.8	23.6	8662.5
2	5	10	lempung berpasir	9.00	25	225	4.00	63.6	15.1	78.7	26.2	7798.0
3	3	9	lempung berpasir	9.40	25	235	4.00	66.4	22.6	89.0	29.7	6890.3
4	3	9	lempung berpasir	9.40	25	235	4.00	66.4	30.1	96.6	32.2	6352.5
5	4	9.5	lempung berpasir	9.20	25	230	4.03	65.0	37.9	102.9	34.3	5958.5
6	4	9.5	lempung berpasir	9.20	25	230	4.05	65.0	45.8	110.8	36.9	5538.2
7	3	9	lempung berpasir	9.10	25	228	4.04	64.3	53.3	117.6	39.2	5216.0
8	3	9	lempung berpasir	8.90	25	223	4.04	62.9	60.8	123.7	41.2	4957.5
9	2	8.5	lempung berpasir	8.80	25	220	4.02	62.2	68.1	130.3	43.4	4708.1
10	2	8.5	lempung berpasir	8.90	25	223	4.00	62.9	75.4	138.2	46.1	4437.0
11	3	9	lempung berpasir	9.00	25	225	4.00	63.6	82.9	146.5	48.8	4187.4
12	4	9.5	lempung berpasir	9.90	25	248	4.01	69.9	90.7	160.7	53.6	3817.7
13	4	9.5	lempung berpasir	10.50	25	263	4.02	74.2	98.6	172.7	57.6	3550.9
14	11	13	lempung berpasir	10.70	25	268	4.11	75.6	108.4	184.0	61.3	3333.0
15	8	11.5	lempung berpasir	10.90	25	273	4.16	77.0	117.5	194.5	64.8	3154.1
16	5	10	lempung berpasir	11.40	25	285	4.17	80.5	125.6	206.1	68.7	2975.5
17	6	10.5	lempung berpasir	11.40	25	285	4.19	80.5	134.0	214.6	71.5	2858.4
18	9	12	lempung berpasir	20.10	25	503	4.23	142.0	143.4	285.4	95.1	2149.2
19	11	13	pasir kerikil berlanau	24.10	40	964	4.28	272.4	153.3	425.8	141.9	1440.7
20	95	55	pasir kerikil berlanau	25.10	40	1004	5.00	283.7	188.4	472.1	157.4	1299.1

5.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 150 cm

- Untuk jarak tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 100 cm

Dimana : S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 150 cm

Jarak tepi tiang pancang (S_1) = 100 cm

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi, yang dirumus pada persamaan di bawah ini :

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times \eta$$

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah kolom tiang pancang

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \frac{\arctan \left(\frac{600}{1500} \right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{4} \right) \right\} = 0,95$$

Sehingga :

$$Q_{ijin \text{ grup}} = \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n$$

$$= 0,95 \times 235,4 \times 4$$

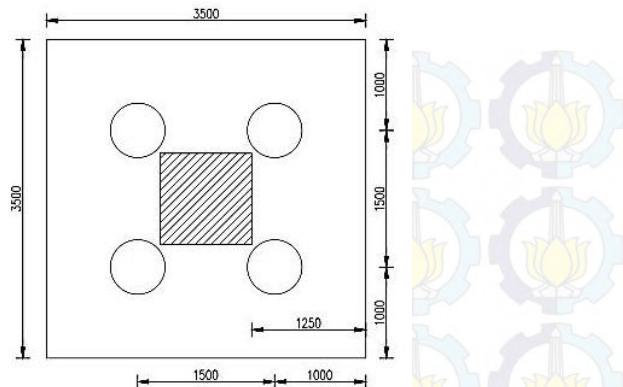
$$= 713,508 \text{ t} > P_u = 204,456 \text{ t}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$Q_{L(\text{groups})} = 3,5 \times 3,5 \times 1,5 \times 2400 \quad \underline{\underline{= 44,1 \text{ ton}}} +$$

$$\text{Berat total} \quad \underline{\underline{= 727,951 \text{ ton}}}$$

$$Q_{L(\text{groups})} = 713,508 \text{ ton} > P_u = 727,951 \text{ ton} \dots \dots \text{OK!!}$$



Gambar 5.1 Konfigurasi rencana tiang pancang

5.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{\max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

a. Reaksi kolom = 204456 kg

b. Berat poer = $3,5 \times 3,5 \times 0,8 \times 2400 = 35280$ kg +
Berat total (ΣV) = 239736 kg

$$P_{\max} = \frac{239,76}{4} + \frac{(12410 \times 1,75)}{(4 \times 0,75^2)} + \frac{(5085 \times 1,75)}{(4 \times 0,75^2)}$$

$$= 98,88 \text{ t} \leq 235,4 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

5.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 235,4 ton
- Bending Momen crack : 17 tonm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tonm

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 A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 235,4 Ton.

$$P_{\max} < P_{ijin} = 235,4 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol terhadap gaya lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$L_e = \text{panjang penjepitan}$

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m} > 1,5 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,8 \text{ m}$

$M_y = L_e \times H_y$

$$= 1,8 \times 5,08 \text{ t}$$

$$= 9,144 \text{ tm}$$

$$My (\text{satu tiang pancang}) = \frac{24,493}{4} = 6,123 \text{ tm}$$

My $< M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)
 6,123 tm $< 17 \text{ tm} \dots \text{OK}$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 1,8 \times 11,9 \text{ t} \\ &= 20,53 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$My (\text{satu tiang pancang}) = \frac{20,53}{4} = 5,13 \text{ tm}$$

My $< M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)
 5,13 tm $< 17 \text{ tm} \dots \text{OK}$

Dari kedua perhitungan momen yang telah dilakukan maka untuk Ø60 cm kelas A1 pada Wika Piles Classification momen tidak diperkenankan melebihi $M = 17 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M < M_{\text{bending crack}} = 5,13 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

5.5.5 Perencanaan Poer

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 ($B \times L$) $= 3,5 \times 3,5 \text{ m}$
- Tebal poer (t) $= 0,8 \text{ m}$
- Diameter tulangan utama $= 25 \text{ mm}$
- Diameter sengkang $= 12 \text{ mm}$
- Dimensi kolom $= 700 \times 700 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton $= 40 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
 $Arah x (d_x) = 800 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 747,5 \text{ mm}$

$$\text{Arah } y \text{ (} d_y \text{)} = 800 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 722,5 \text{ mm}$$

a. Penulangan poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perlakuan 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.

$$\text{Berat poer } (q_u) = 3 \times 1,50 \times 2400 = 10800 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = 2P_{\max} = 2 \times 298882 \text{ kg} = 197777 \text{ kg/m}^2$$

$$a = \text{jarak poer ke tepi kolom} + \text{selimut kolom} + db \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \text{ db kolom}$$

$$= 1250 + 40 + 12 + \frac{1}{2} \times 25 = 1,314 \text{ m}$$

$$b = \text{jarak tepi tiang pancang} = 1 \text{ m}$$

Penulangan arah x

Penulangan lentur :

$$P_{\max} = 98,88 \text{ t}$$

$$q = 3,5 \times 2,4 \times 1,8 = 15,12 \text{ ton/m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = (P_t \times a) - (\frac{1}{2} \times q \times (a + b)^2)$$

$$= (197,77 \times 1,314) - (\frac{1}{2} \times 10,8 \times (1,314 + 1)^2)$$

$$= tm = 497360000 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho \text{ maks} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,03 =$$

$$0,023 \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 3500 \times d x^2} = \frac{23100000}{0,8 \times 3500 \times 1147,5^2} = 0,006$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,006}{420}} \right) = 0,001$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$
maka dipakai $\rho = 0,003$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 3500 \times 1147,5 = 3825 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16 D19 – 100 (As pakai = 4534 mm²)

Penulangan arah y

Penulangan lentur :

$$q = 3,5 \times 2,4 \times 1,8 = 15,12 \text{ ton/m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = (P_t \times a) - (1/2 \times q \times (a + b)^2) \\ = (197,77 \times 1,314) - (1/2 \times 15,12 \times (1,314 + 1)^2) \\ = 231 \text{ tm} = 23100000 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 =$$

$$0,023 \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 3500 \times d^2} = \frac{2310000000}{0,8 \times 3500 \times 1122,5^2} = 0,065$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,065}{420}} \right) = 0,004$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$
maka dipakai $\rho = 0,004$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,004 \times 3500 \times 1122,5 = 4883 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 18 D19 – 100 (As pakai = 5101 mm^2)

b. Kontrol geser pons pada pile cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} c \times b \times d$$

SNI 03–2847–2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 03–2847–2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 03–2847–2013 pasal 11.11.2.1.c

Dimana :

β_c = 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

➤ Kontrol geser pons pada tiang pancang tengah (akibat kolom)

$$\begin{aligned} b_o &= 2(800+1147,5) + 2(800+1122,5) \\ &= 7740 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ Batas geser pons

$$P \leq \phi V_c$$

➤ Batas geser pons

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{800}{800} = 1$$

α_s = 40, untuk kolom interior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7740 \times 1147,5 = 18249464 \text{ N} = 1824,95 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1147,5}{7740} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7740 \times 1147,5 = 23944408 \text{ N} = 2394,441 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7740 \times 1147,5 = 16053444 \text{ N} = 1605,34 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil $V_c = 1605,34 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1605,34 \text{ t} = 1204,01 \text{ t}$$

$$= 1204,01 \text{ ton} > P_{\text{ukolom}} = 204,46 \text{ ton}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

c. Kontrol geser ponds tiang pancang tepi

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 :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d$$

SNI 03-2847-201X pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d$$

SNI 03-2847-201X pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 03-2847-201X pasal 11.11.2.1.c

Dengan :

Dimensi poer : $3,5 \times 3,5 \times 1,20 \text{ m}^3$

Selimut beton : 40 mm

\oslash tul utama : D25

Tinggi efektif : $d = 800 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 747,5 \text{ mm}$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada pondasi tiang pancang

$$= \frac{800}{800} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$\begin{aligned} &= [2\pi \times (d + D_{tiang})] \\ &= [2\pi \times (1147,5 + 600)] \\ &= 10979,87 \text{ mm} \end{aligned}$$

α_s = 30, untuk kolom eksterior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 10979,87 \times 1147,5 = 35194966 \text{ N} = 3519,49 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1147,5}{10979,87}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 10979,87 \times 1147,5 = 17958306 \text{ N} = 1795,83 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 10979,87 \times 1147,5 = 22773213 \text{ N} = 2277,32 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil $V_c = 1795,83 \text{ t}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 179,83 \text{ t} = 1346,87 \text{ t} \\ &= 1346,87 \text{ ton} > P_u \text{ tiang tepi} = 204,54 \text{ ton OK} \end{aligned}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

9.6 Perencanaan Balok Sloof

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. Pada perencanaan ini, balok sloof disamakan dengan balok induk. Oleh karena itu, perhitungannya terdapat pada bab IV pembahasan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir yang berjudul ‘**Perencanaan Modifikasi Kantor Graha DCP Jakarta Dengan Menggunakan Sistem Balok Beton Prategang Dan Pelat Pracetak**’ ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut :

1. Penggunaan beton prategang didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok prategang dibandingkan beton bertulang biasa. Prategang yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya dapat memperkecil struktur rangkanya.
2. Bedasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam Dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 03-2847-2013 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 100/100 cm. Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada table 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
 - a. Struktur Sekunder
 - Dimensi balok anak = 20/30 cm
 - Dimensi balok bordes = 20/30 cm
 - Dimensi balok lift = 30/50 cm
 - Tebal pelat = 14 cm

b. Struktur Primer	
▪ Dimensi balok induk	= 30/50 cm
▪ Dimensi kolom	= 70x70 cm
▪ Dimensi Balok Prategang	= 60x90 cm
▪ Pile cap	= 3,5x3,5x,1,2 m
▪ Tiang pancang	= D60, H=20m

3. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program SAP2000 dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertical dan horizontal.
4. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui pile cap.
5. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada modifikasi gedung perkantoran GRAHA DCP Jakarta akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

6.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampailan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu 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 penggerjaan sambungan

2. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih efisien lagi dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
3. Diperlukan studi lanjutan terhadap dimensi beton prategang yang paling efisien sampai mendapatkan dimensi beton yang seminimal atau sekecil mungkin tetapi masih memenuhi persyaratan-persyaratan yang ada guna mereduksi berat struktur dan biaya konstruksi
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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Anwar, A., Imam, W. 2012. **Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Menur Surabaya dengan Menggunakan Beton Pracetak Berpelat Hollow Core Sstem Rangka Pemikul Momen Menengah.** Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **SNI 03-1726-2010 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **SNI 03-1727-2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.** Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan**

Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Departemen Pekerjaan Umum. 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia N.I – 2.**
Bandung : Direktorat Jendral Cipta Karya.

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung.**
Bandung : Direktorat Jenderal Cipta Karya.

Lin, TY, 1981. *Design of Prestressed Concrete Structures.* United States : John Wiley & Sons. Inc

Nawy, E.G, Tavio, Benny Kusuma. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar.** Surabaya: ITS Press

PCI. 6th Edition. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete.** Chicago : PCI Industry Handbook Committee.

Pujiyanto, D.D. 2014. **Analisis Perilaku Girder Beton Prategang Berdasarkan Pelaksanaan Pemasangan Girder**

Jembatan. Lampung : Universitas
Lampung

Zebua, W.A. 2014. **Optimasi Ukuran
Penampang Beton Prategang pada
Balok Sederhana dan Menerus dengan
Menggunakan Algoritma Genetika.**

Yogyakarta : Universitas Atma Jaya
Yogyakarta

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Malang, 20 April 1993, dengan nama Faisal Hamdan, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu SDN Blimbing 3 Malang (1999-2005), SMPN 3 Malang (2005-2008), SMAN 8 Malang (2008-2011).

Menempuh pendidikan di S1 Teknik Sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dan terdaftar dengan NRP 311100058. Penulis mengambil bidang studi perencanaan struktur bangunan bertingkat dengan judul Tugas Akhir “*Perencanaan Modifikasi Gedung Graha DCP Jakarta menggunakan Sistem Balok Prategang dan Pelat Pracetak*”. Penulis sempat aktif sebagai Ketua Departemen Dalam Negeri dalam Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP ITS. Penulis dapat dihubungi melalui email, faisalhamdan.id@gmail.com.



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAH DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

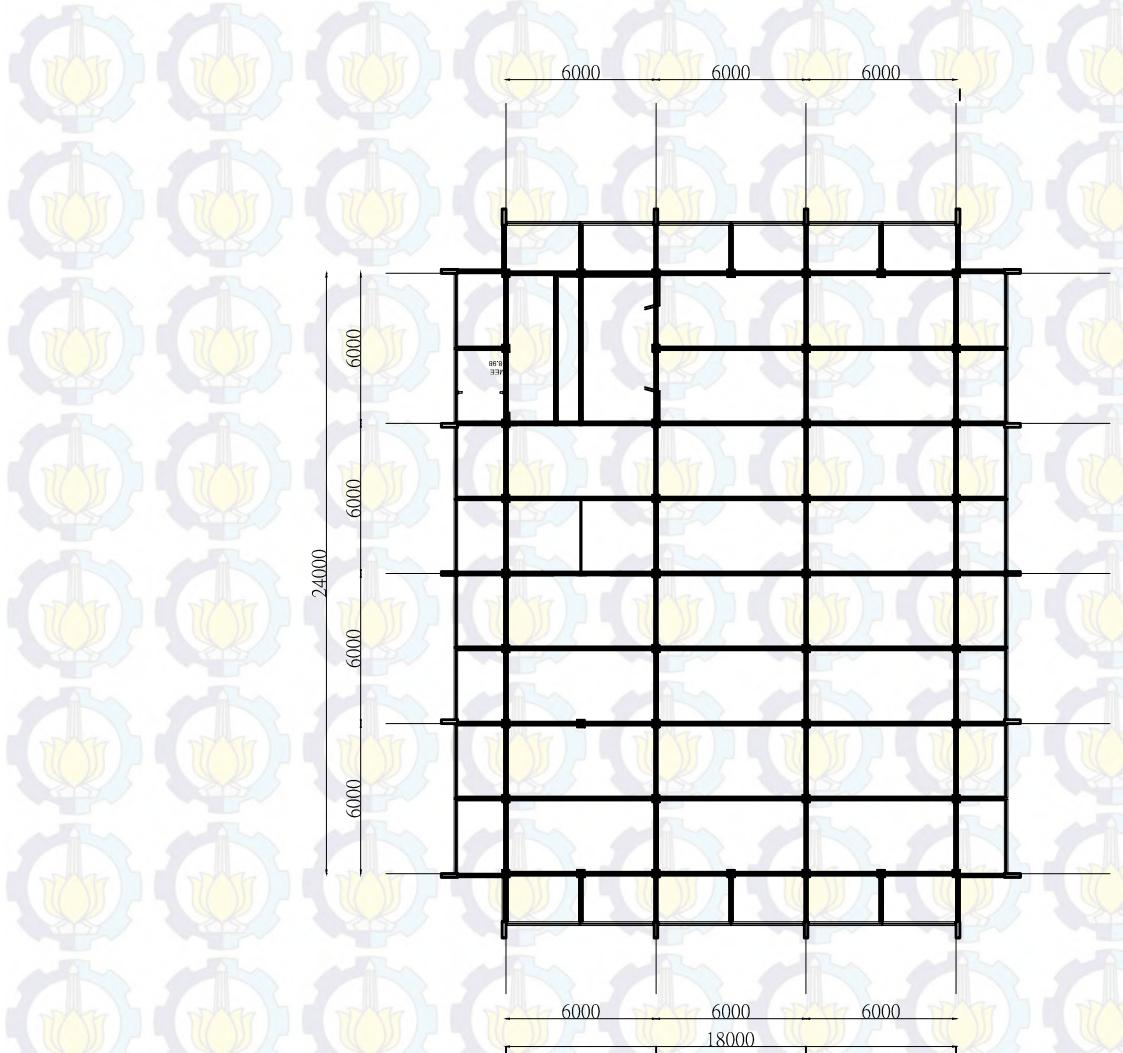
DENAH LANTAI

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH LANTAI
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

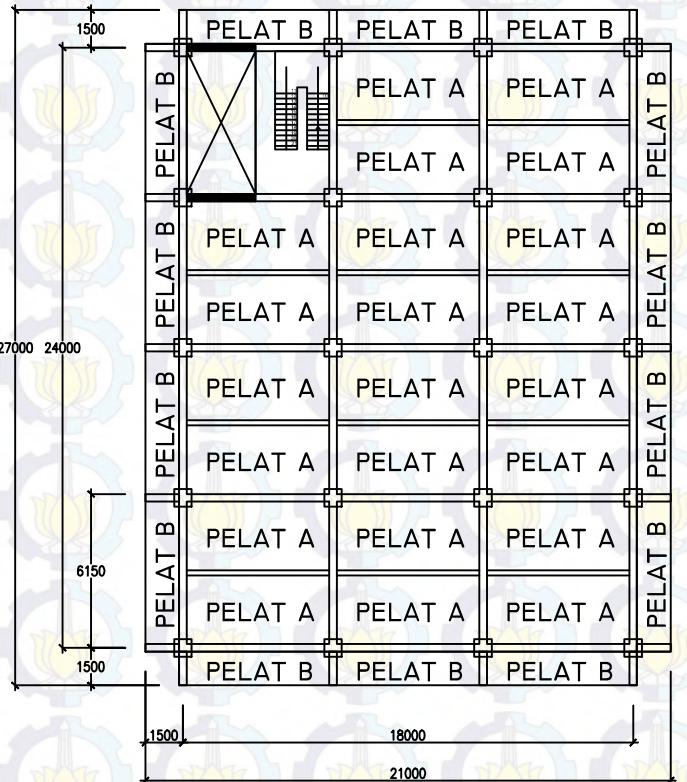
DENAH PELAT

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH PELAT
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

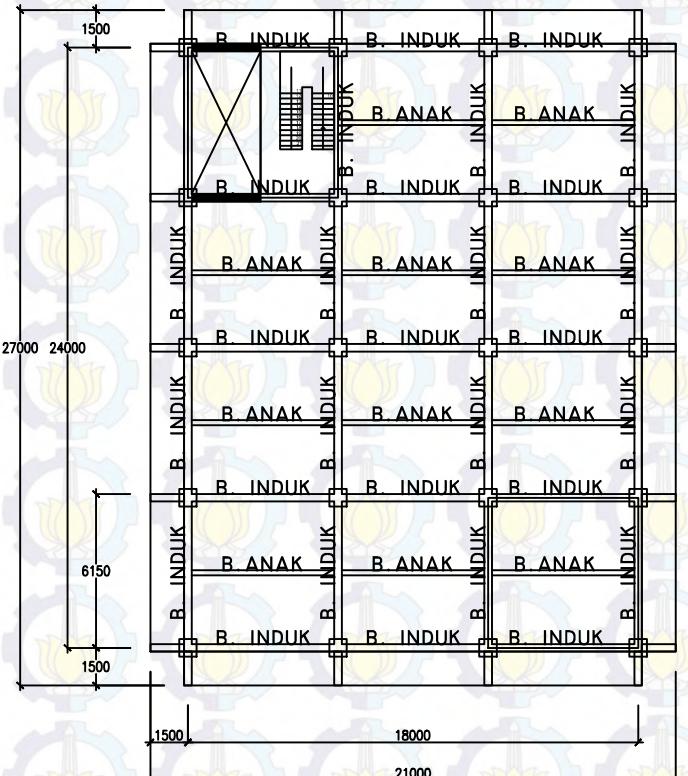
DENAH PEMBALOKAN

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

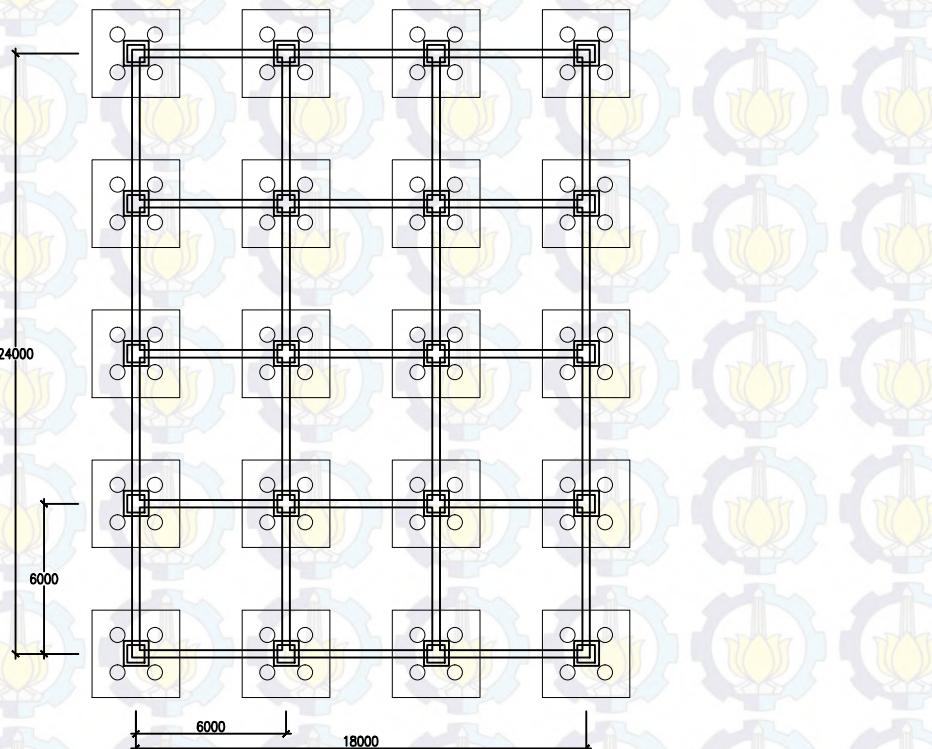
POTONGAN A-A

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

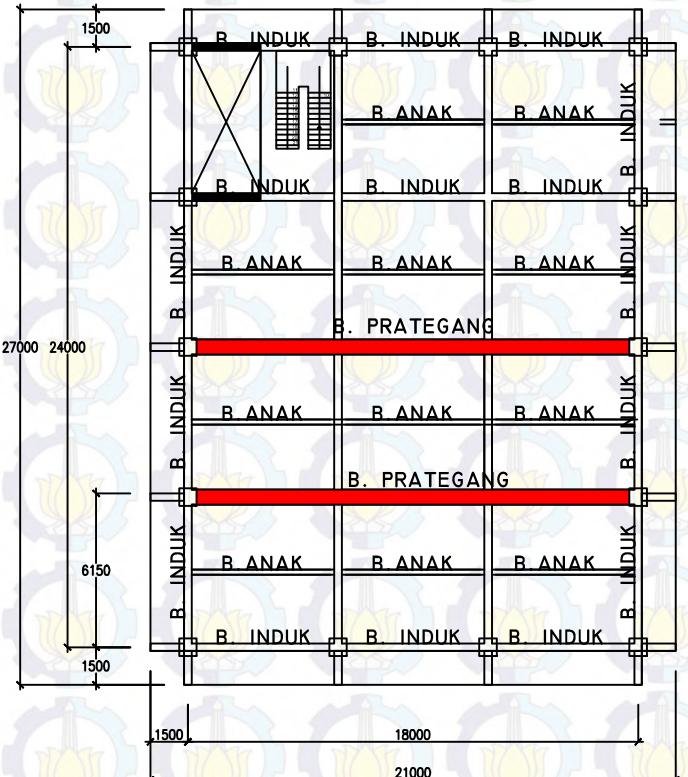
DENAH PRATEGANG

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH PRATEGANG
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

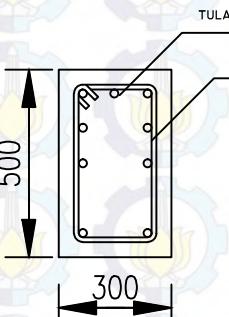
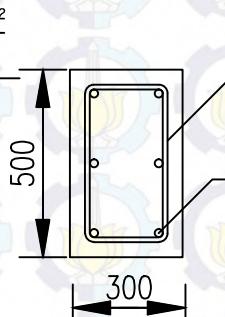
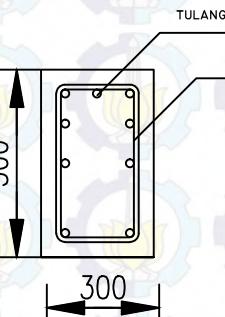
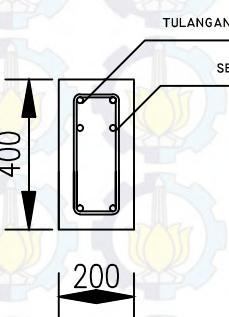
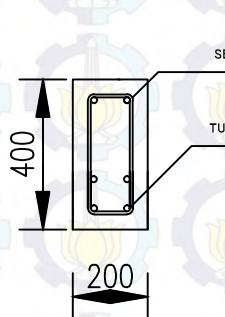
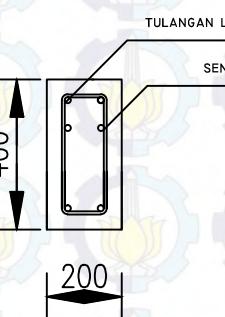
JUDUL GAMBAR

DAFTAR PENAMBANG BALOK

SKALA

1:20

NOMOR GAMBAR

	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK INDUK			
BALOK ANAK			

PENAMPANG BALOK
SKALA 1:20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

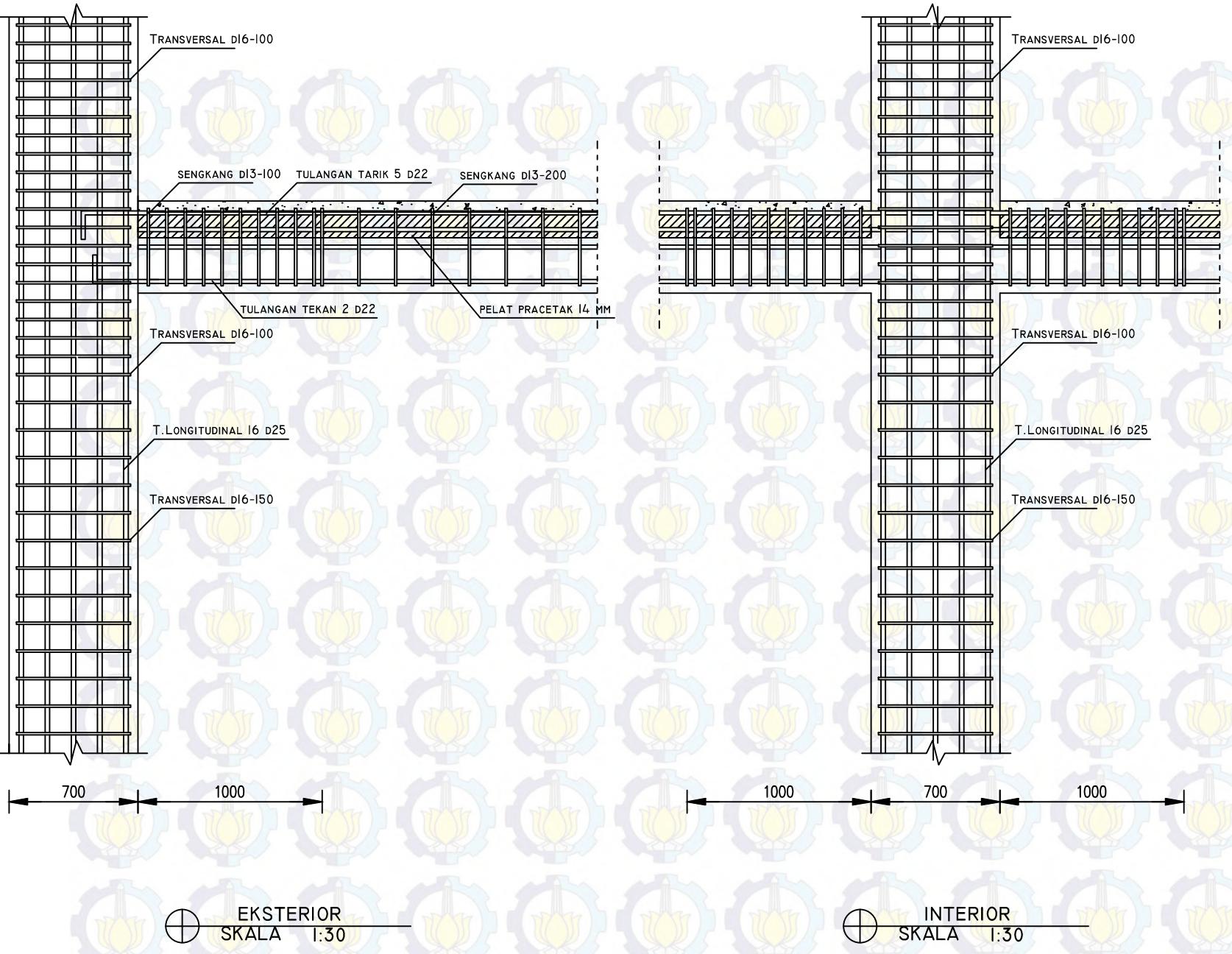
JUDUL GAMBAR

DETAL KOLOM DAN HUBUNGAN
BALOK KOLOM ANTARA
LANTAI I-5

SKALA

1:30

NOMOR GAMBAR



INTERIOR
SKALA 1:30

EKSTERIOR
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

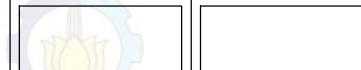
JUDUL GAMBAR

DETAL KOLOM DAN HUBUNGAN
BALOK KOLOM ANTARA
LANTAI 6-II

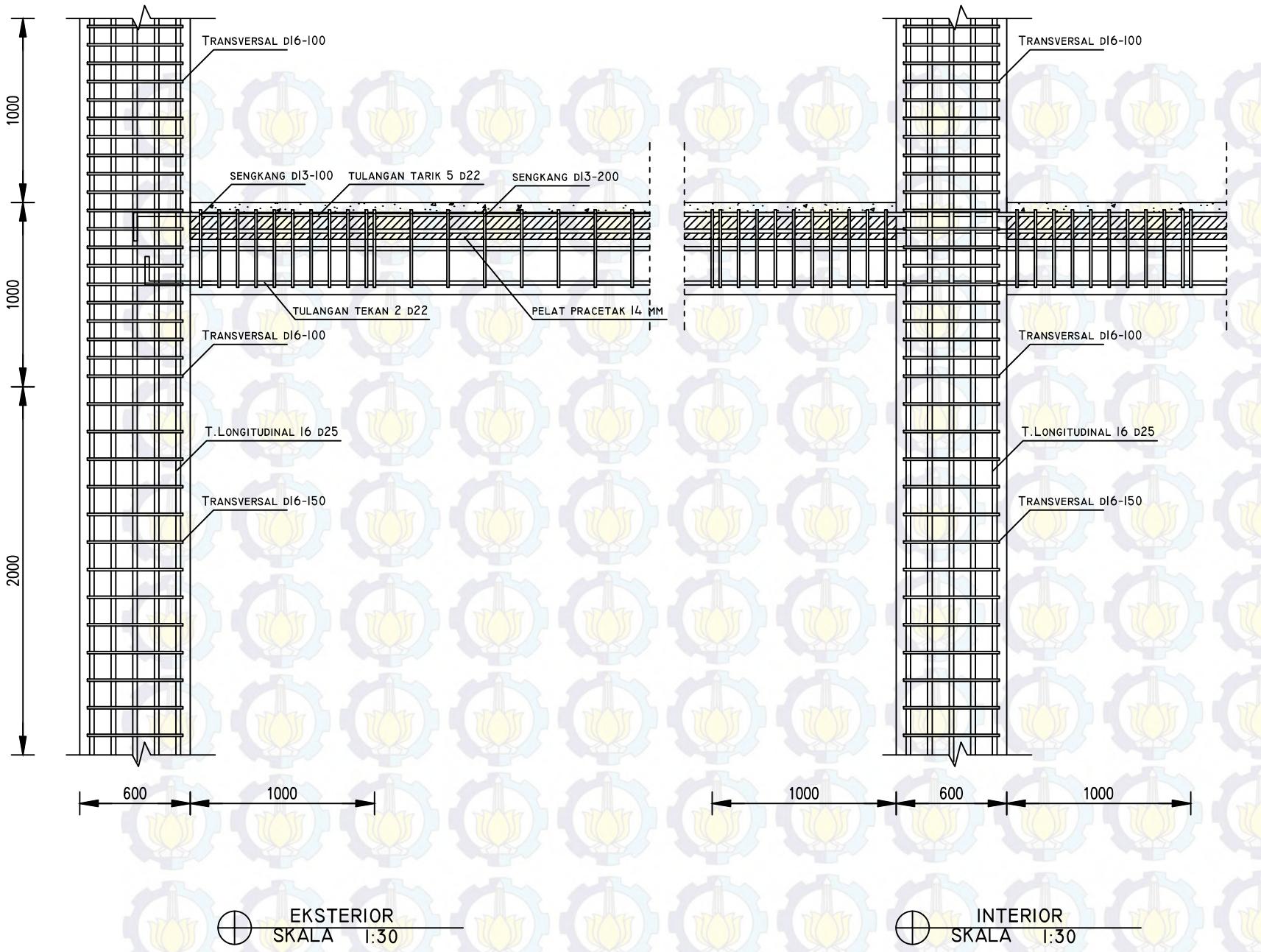
SKALA

1:30

NOMOR GAMBAR



CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
SERTA PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

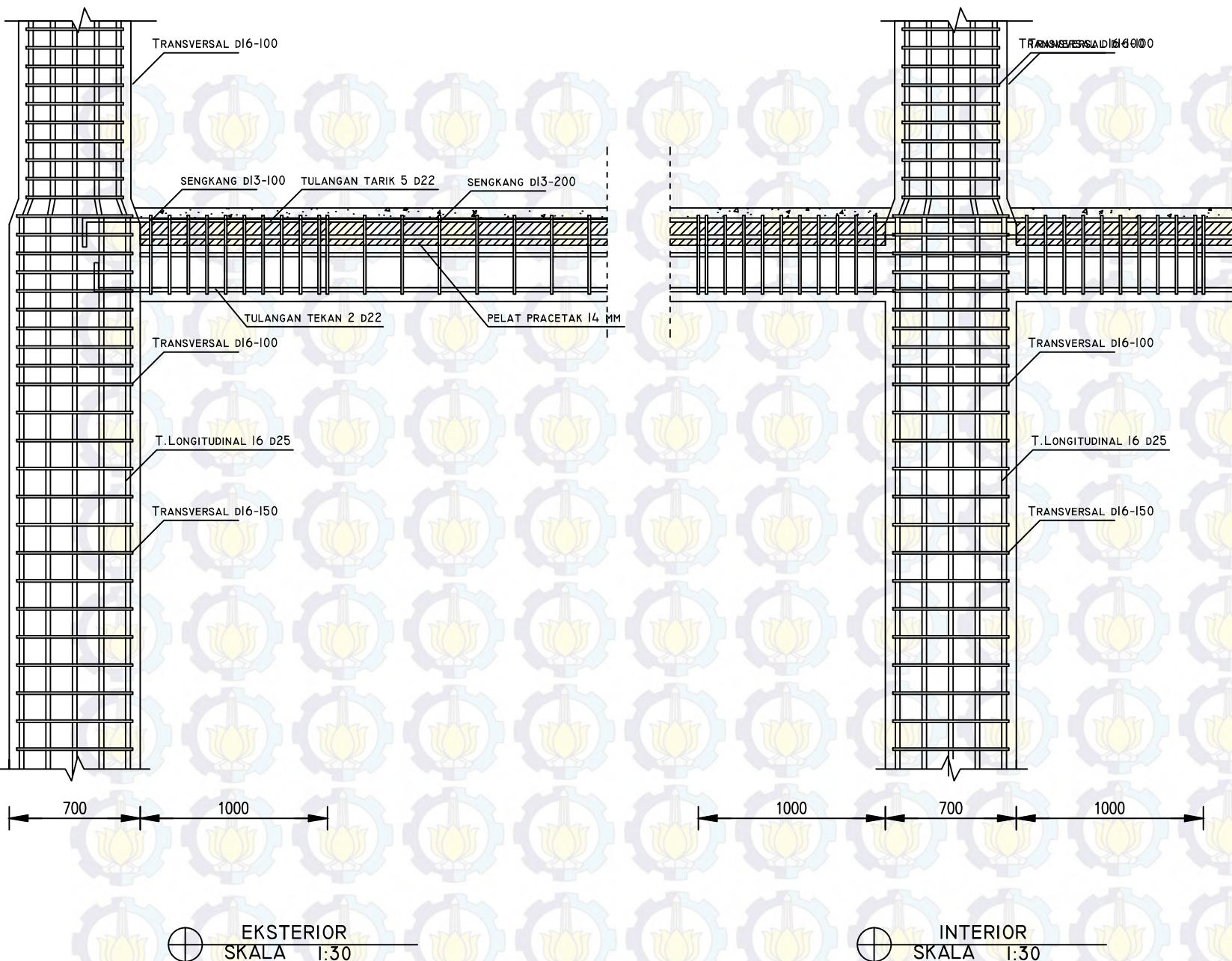
JUDUL GAMBAR

DETAL KOLOM DAN HUBUNGAN
BALOK KOLOM ANTARA
LANTAI 5-6

SKALA

1:30

NOMOR GAMBAR



CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
ERTA PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

DAFTAR PENAMPANG KOLOM

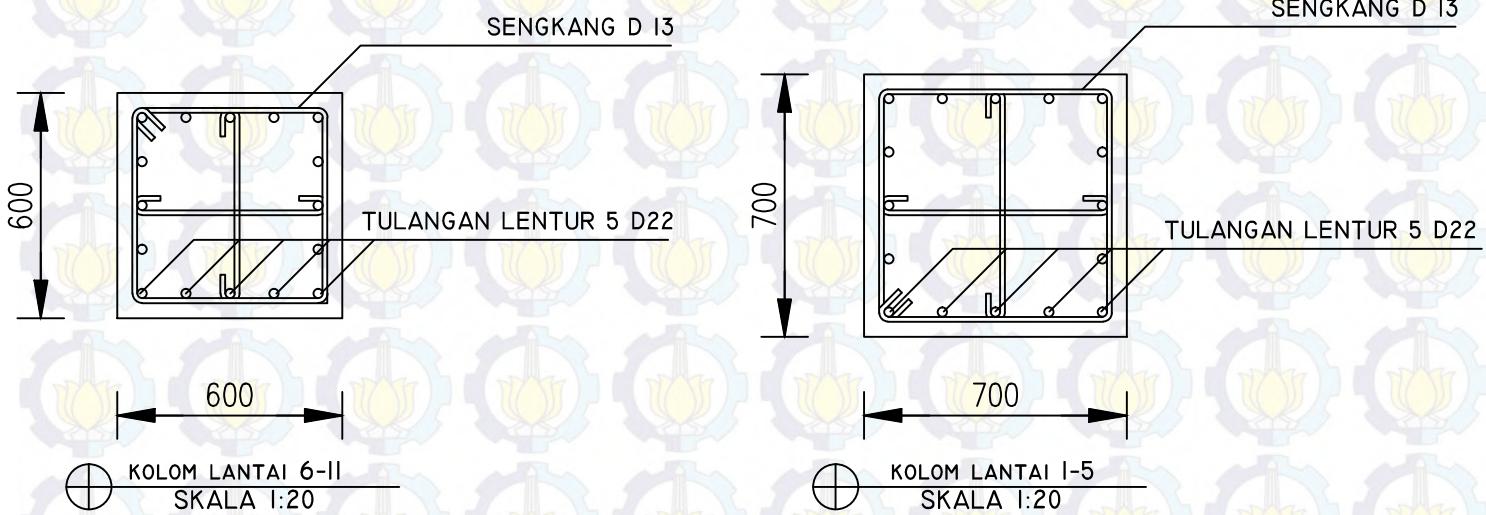
SKALA

1:20

NOMOR GAMBAR



CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

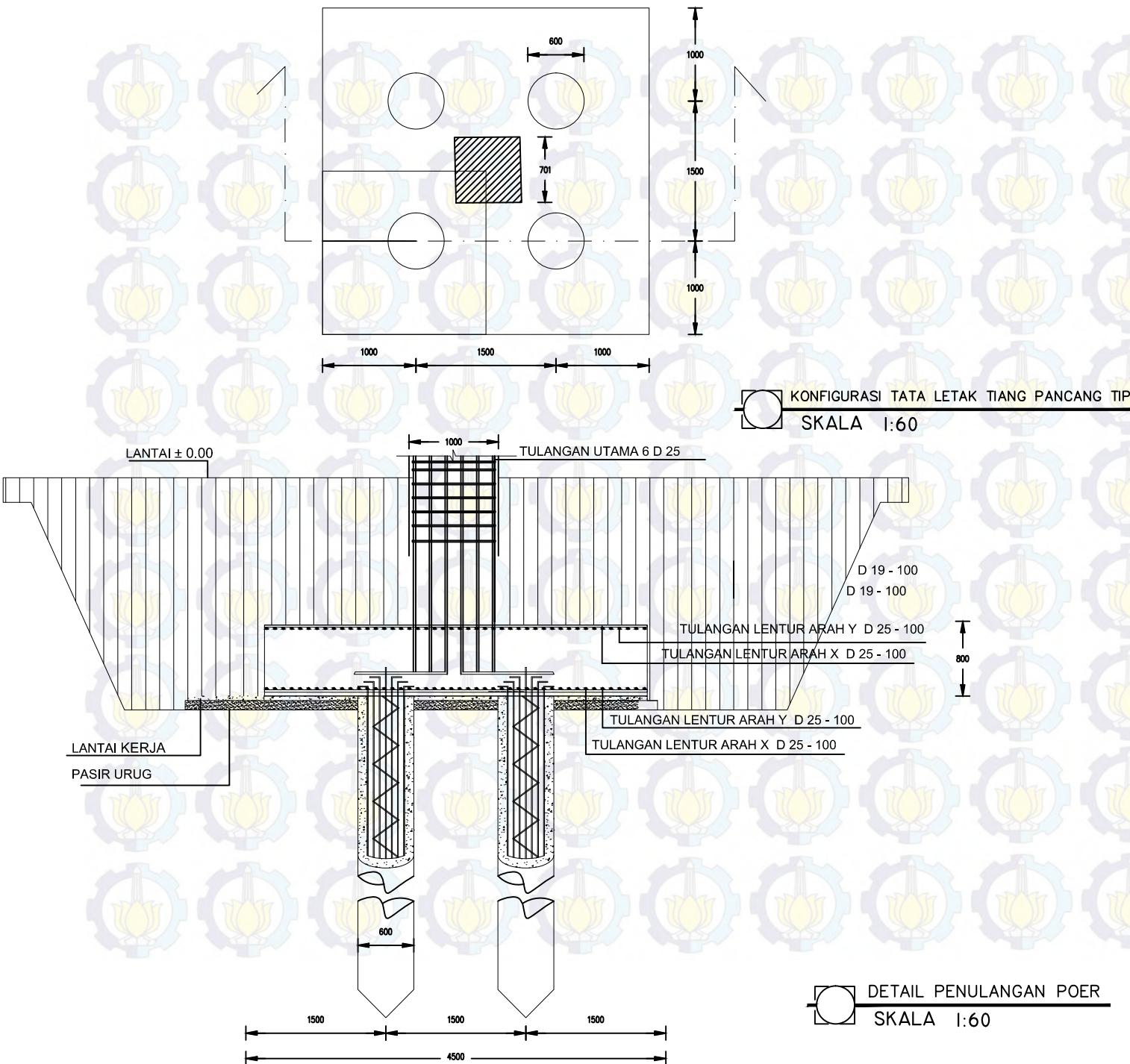
JUDUL GAMBAR

SKALA

1:60

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

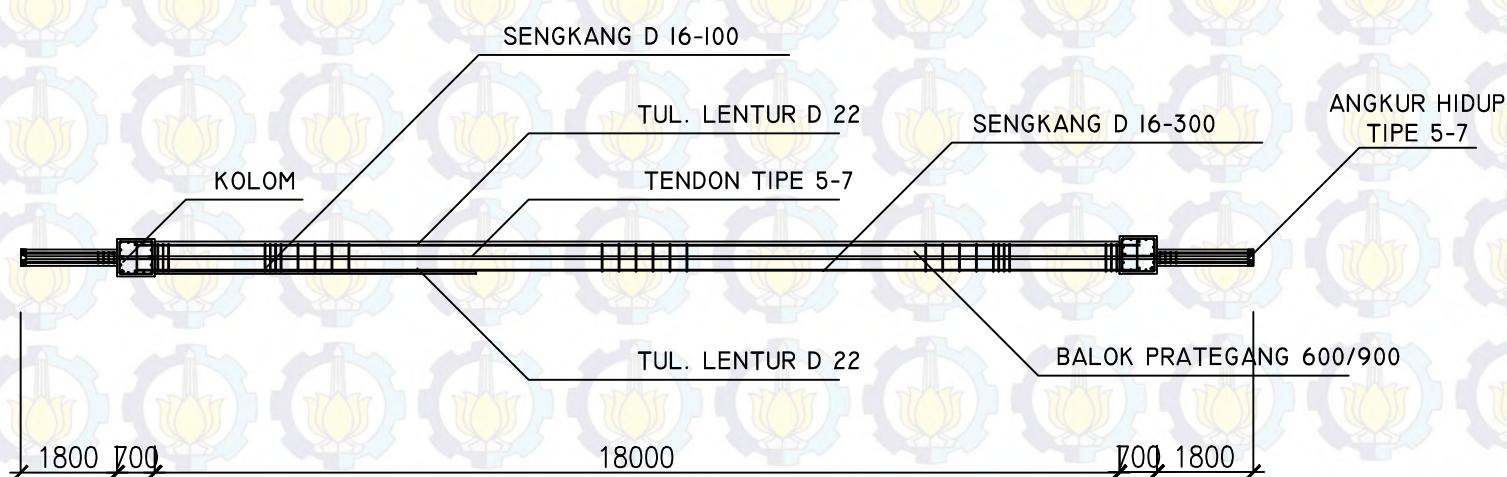
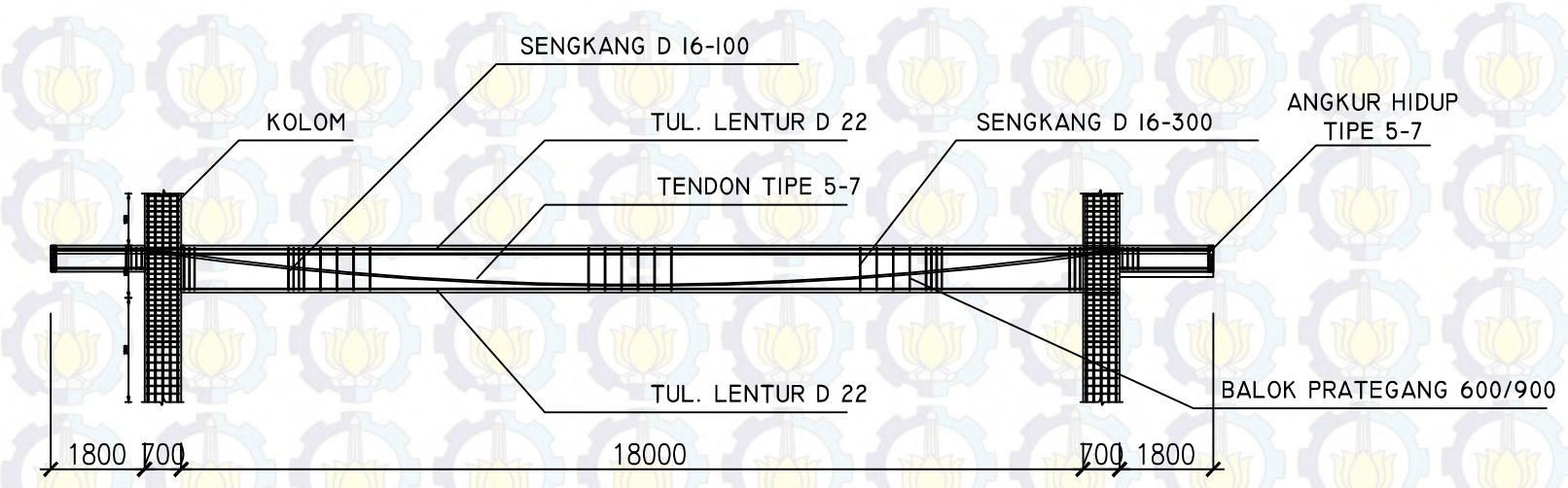
POTONGAN PRATEGANG

SKALA

I:140

NOMOR GAMBAR

CATATAN



POTONGAN ATAS
SKALA I:140



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

MAHASISWA

JUDUL GAMBAR

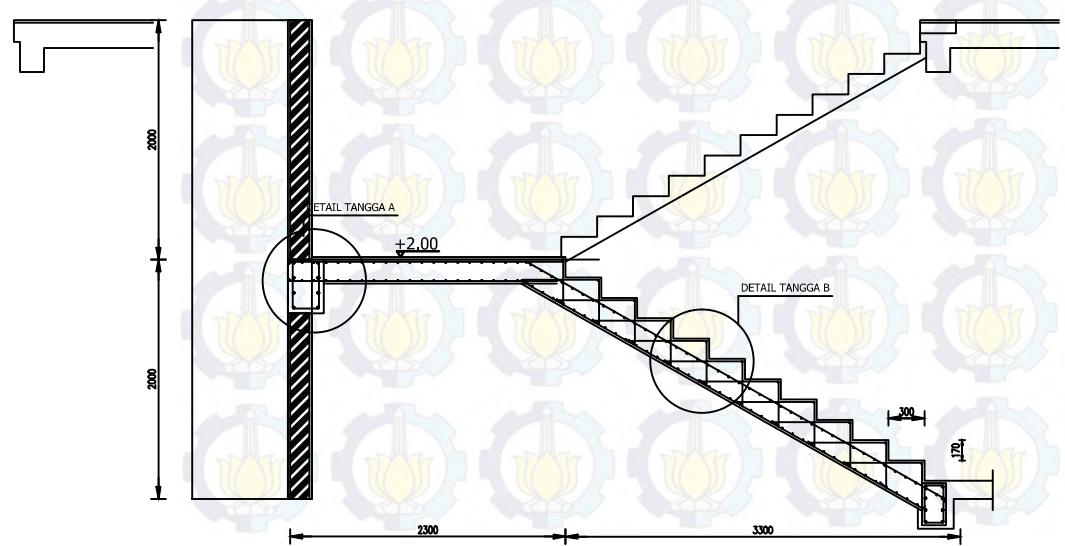
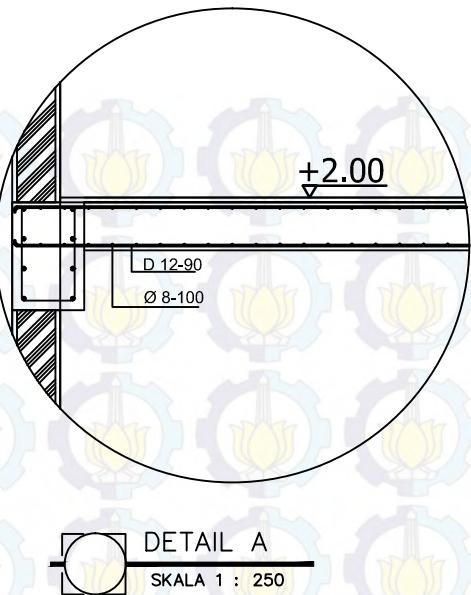
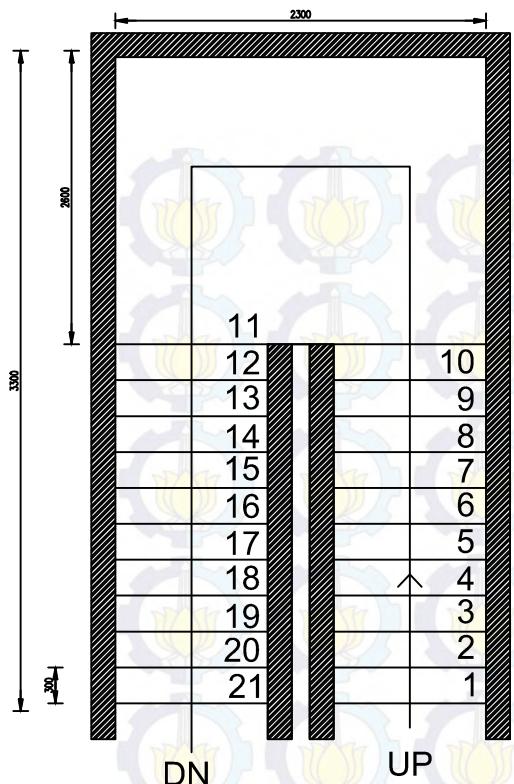
DETAIL TANGGA

SKALA

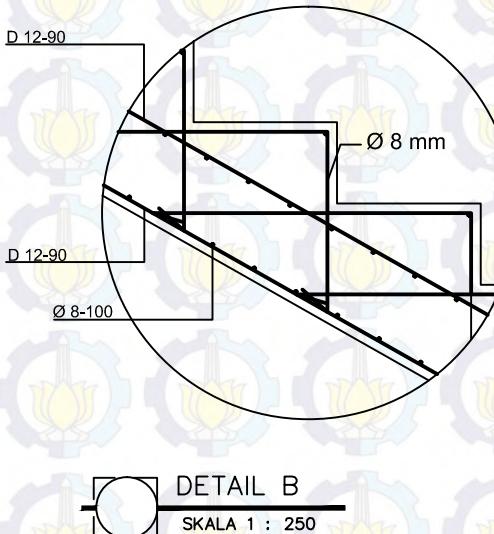
1 : 250

NOMOR GAMBAR

CATATAN



POTONGAN TANGGA
SKALA 1 : 250





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

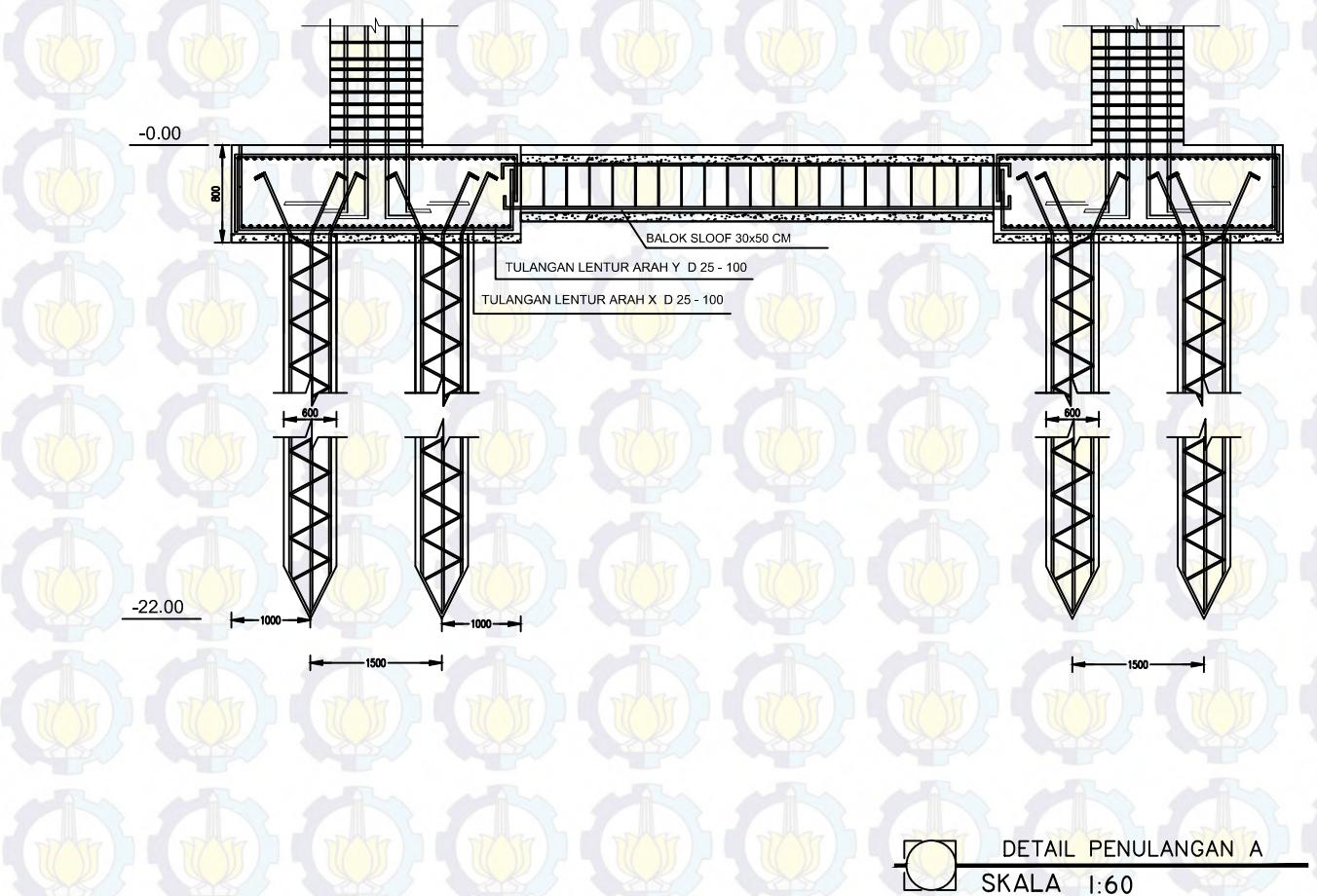
SKALA

1:60

NOMOR GAMBAR



CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta pelat pracetak

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

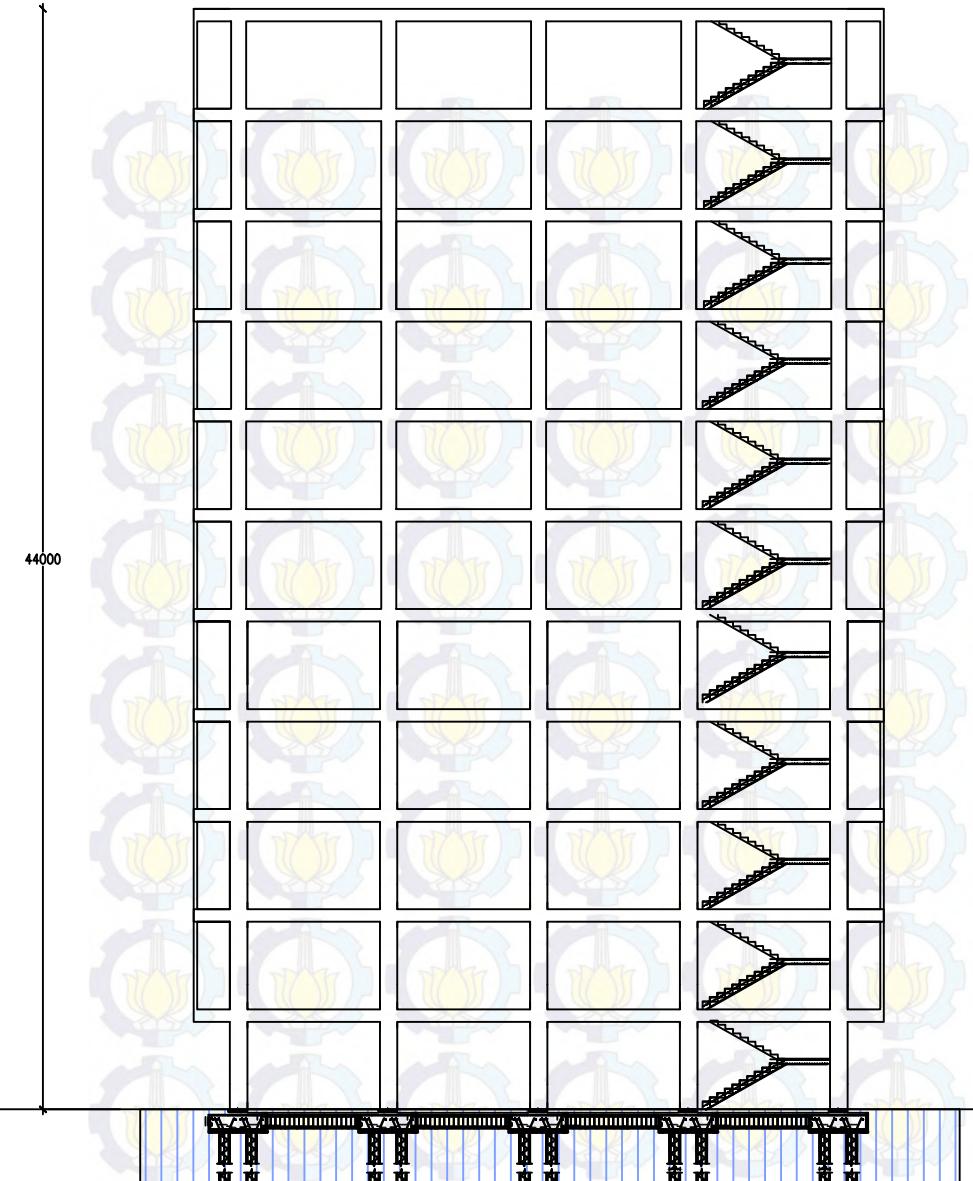
SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR

POTONGAN A-A
SKALA 1:300

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

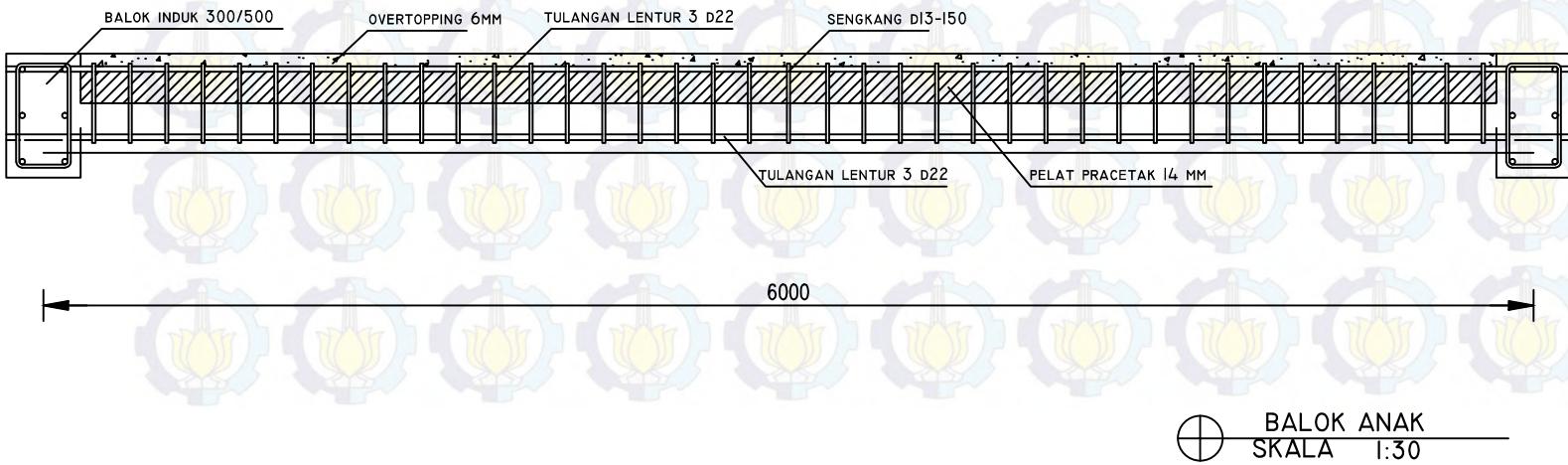
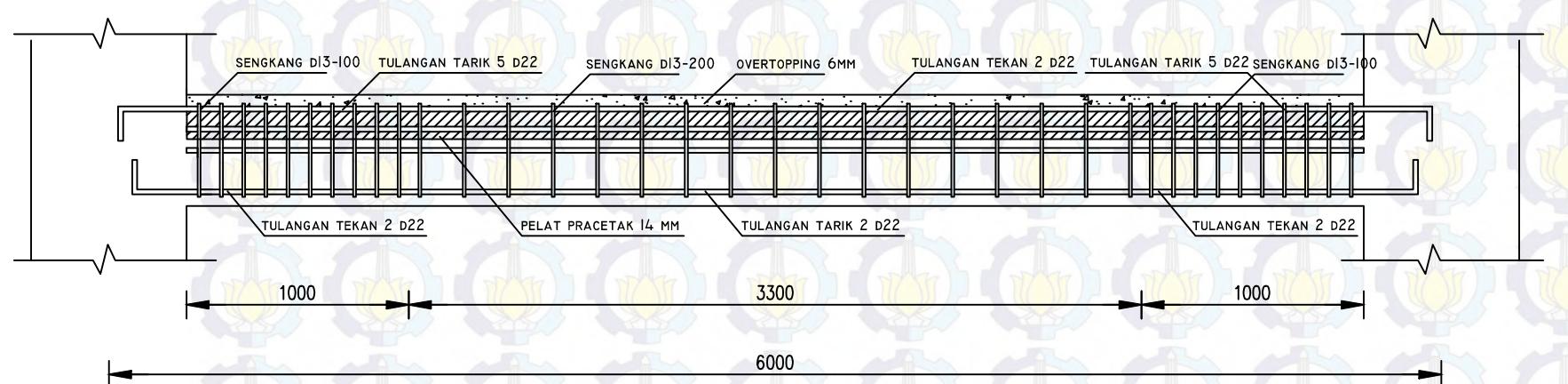
POTONGAN MEMANJANG
BALOK INDUK DAN ANAK

SKALA

1:30

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

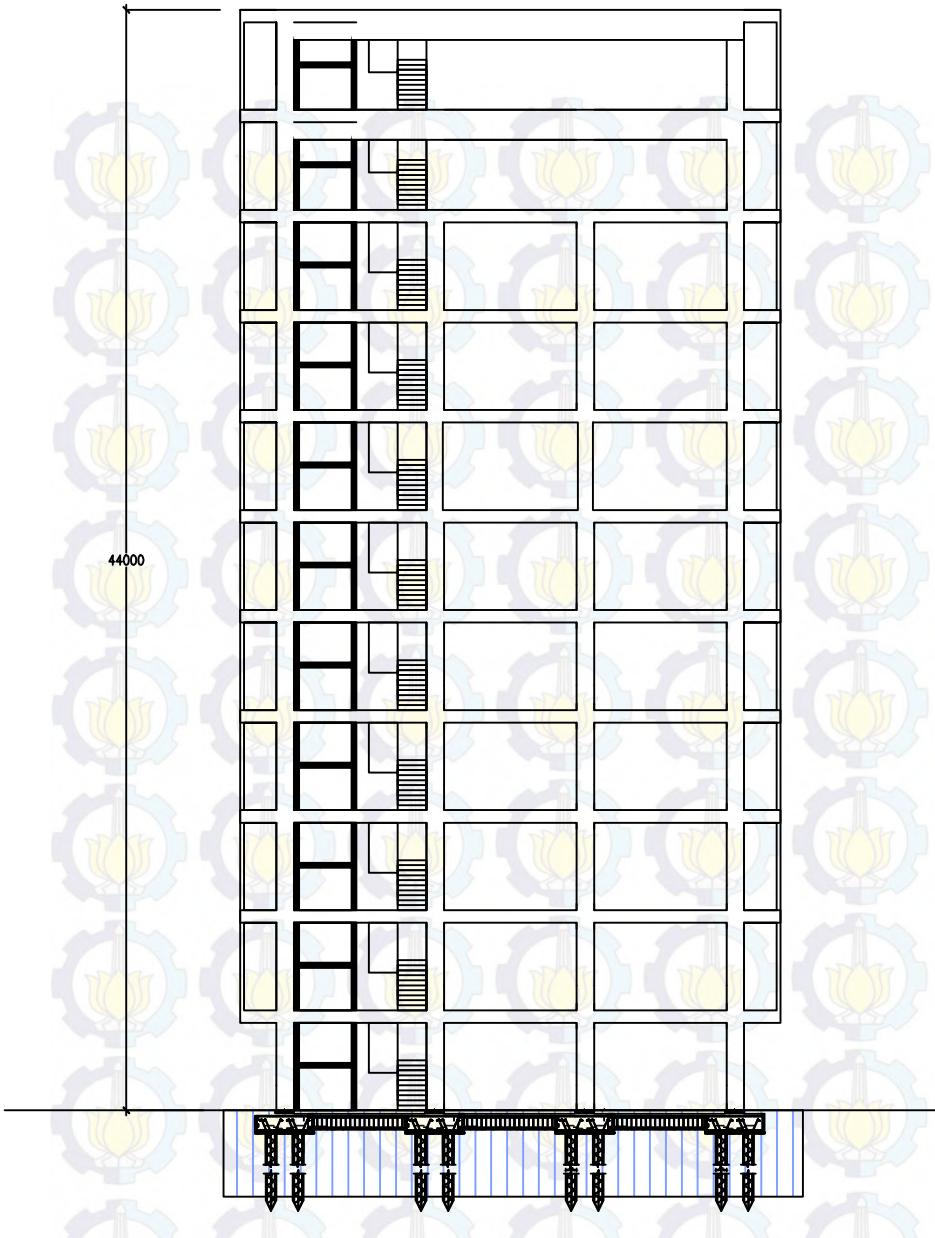
JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

SKALA

1:300

NOMOR GAMBAR



POTONGAN B-B
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

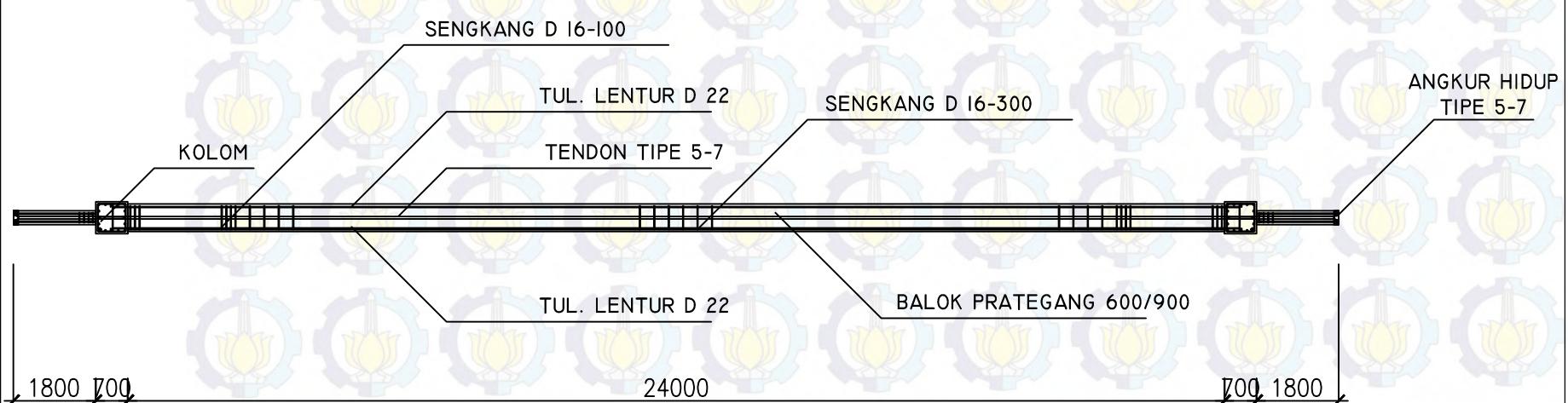
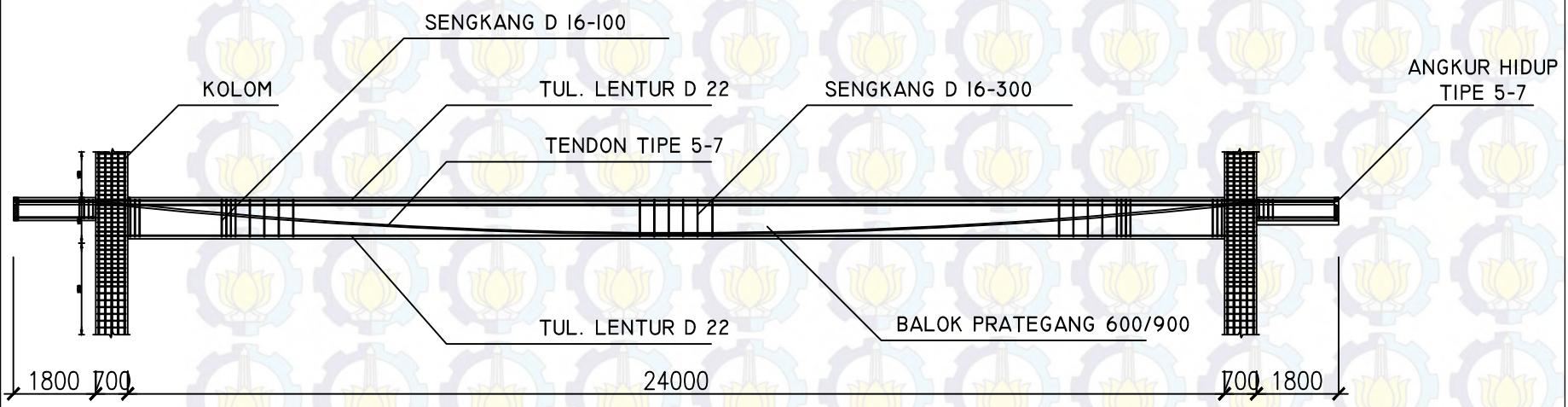
POTONGAN PRATEGANG

SKALA

I:140

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN MODIFIKASI
GEDUNG KANTOR GRAHA DCP
JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG
serta PELAT PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
PROF. TAVIO, ST. MT, PHD

MAHASISWA

FAISAL HAMDAN
31 II 100 058

JUDUL GAMBAR

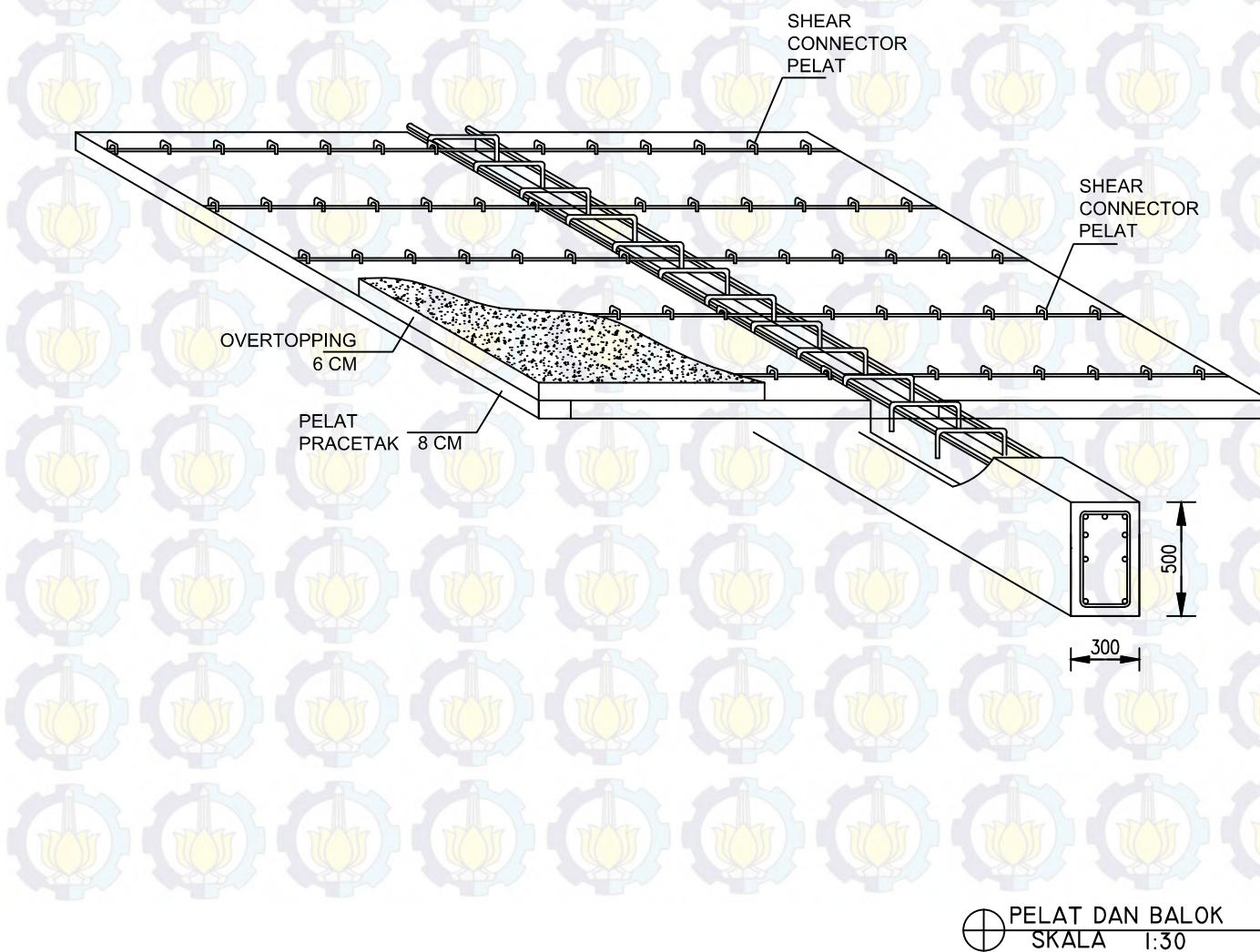
DETAIL TULANGAN DAN
SAMBUNGAN PADA BALOK
DAN PELAT

SKALA

1:30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



BROSUR TENDON PRATEGANG

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter mm	Nominal Steel Area mm ²	Nominal Mass kg/m	Minimum Breaking Load kN	Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN	Min. Elong. to Fracture in 600mm %	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modulus of Elasticity MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180–205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^3$

TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.

2. Duct diameters are for corrugated steel duct.

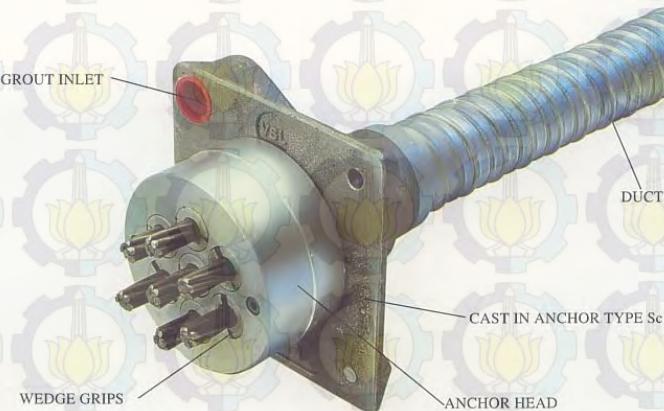
3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal

4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.

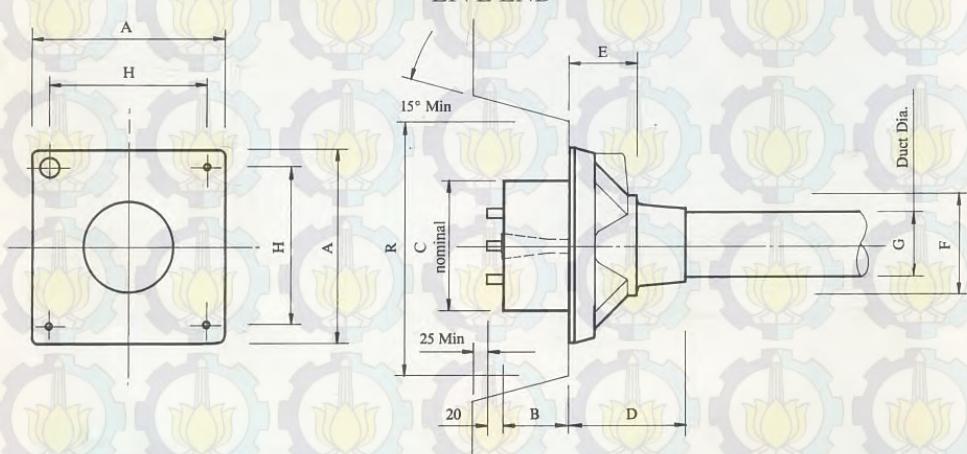
5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



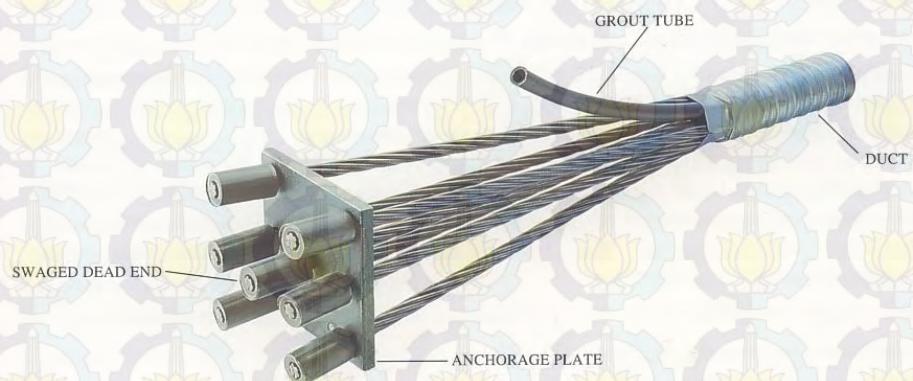
TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

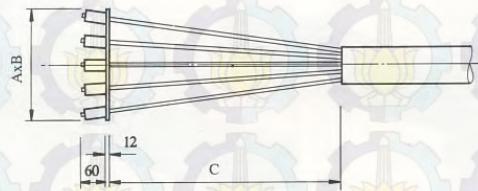
Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A Dimensions (mm)	B Dimensions (mm)	C
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A Dimensions (mm)	B Dimensions (mm)	C
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000

SOIL CLASSIFICATION

SAMPLE	ELEVATION (M)	LAYER THICKNESS (M)	DEPTHE (M)	SOIL CLASSIFICATION									
				N VALUE					STANDARD PENETRATION TEST				
1	± 0.00 M dari Jalan Aspal Depan Lokasi	1	0.00	SILT, MH, coklat kemerahan, silt lempung dengan pasir halus soft, aktivitas sedang.	1.85	67	89	1	1	2	3	4	5
2		2	0.00 - 0.50		1.50	89	1	2	2	2	3	4	5
3		3	0.50 - 1.00		3.50	89	1	2	2	2	3	4	5
4		4	1.00 - 1.50		5.50	89	1	1	2	2	3	4	5
5		5	1.50 - 2.00		1.60	67	89	1	1	3	4	5	6
6		6	2.00 - 2.50		1.60	75	75	1	1	2	3	4	5
7		7	2.50 - 3.00		1.60	75	75	1	1	2	3	4	5
8		8	3.00 - 3.50		1.60	75	75	1	1	2	3	4	5
9		9	3.50 - 4.00		1.60	75	75	1	1	2	3	4	5
10		10	4.00 - 4.50		9.50	89	1	1	2	2	3	4	5
11		11	4.50 - 5.00		11.50	89	0	1	1	2	2	3	4
12		12	5.00 - 5.50		14.50	75	75	1	1	2	2	3	4
13		13	5.50 - 6.00		13.50	67	89	1	1	2	2	3	4
14		14	6.00 - 6.50		14.50	75	75	1	1	2	2	3	4

PT. SOLEFOUND SAKTI, JAKARTA

 UNDISTURBED SAMPLE

STANDARD PE

ON TEST

The logo consists of two square patterns side-by-side. The left square contains a wavy, organic pattern, and the right square contains a more geometric, zig-zag or chevron-like pattern. Below the squares, the word "KARANG" is written vertically in a bold, sans-serif font, and to its right, the word "KULIT" is also written vertically in a similar font.

1

Raymond Hadianto M.Eng

Perancangan Modifikasi Gedung Kantor Graha DCP Menggunakan Sistem Balok Prategang Serta Pelat Pracetak

Faisal Hamdan, Prof. Tavio, ST. MT. PhD, Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember
 Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111
 E-mail: tavio@ce.its.ac.id, raka@ce.its.ac.id

Abstrak- Perencanaan pembangunan gedung kantor Graha DCP yang berada di kawasan Lenteng Agung Jakarta yang menggunakan struktur rangka baja. Gedung ini memiliki denah tipikal pada mayoritas lantainya, sehingga penggunaan struktur rangka baja menjadi tidak efisien. Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi terhadap gedung Graha DCP setinggi 11 lantai yang semula menggunakan metode rangka baja menjadi beton konvensional pada lantai 1 sampai 9 dan menggunakan beton prategang pada lantai 10 dan 11, serta metode pracetak (precast) untuk pelat lantai. Perencanaan gedung ini tetap menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan lateral dipikul oleh rangka. Konsep desain dan metode analisa struktur yang digunakan adalah SNI 03 – 2847 – 2013 dan SNI 03 – 1726 – 2012. Pada lantai 10 dan 11 akan direncanakan sebagai ruang pertemuan. Untuk itu dibutuhkan ruangan luas tanpa ada kolom di tengah ruangan. Sehingga dibutuhkan struktur balok yang dapat menjangkau bentang panjang secara efisien. Salah satu solusi perancangan lantai 10 dan 11 tersebut dengan menggunakan struktur beton prategang yang merupakan kombinasi antara beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Dari perhitungan, hasilnya balok prategang lantai 10 dan 11 dengan panjang 24 m adalah dimensi 60/120 dengan satu buah tendon yang terdiri 5 strand.

Kata kunci : Gedung Perkantoran, Graha DCP, Balok Prategang, SRPMK

I. PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Gedung Graha DCP merupakan gedung yang perkantoran yang berada di kawasan Lenteng Agung Jakarta. Graha DCP direncanakan menggunakan struktur rangka baja. Gedung ini memiliki denah tipikal pada mayoritas lantainya. Sehingga penggunaan struktur rangka baja untuk denah tersebut menjadi tidak efisien. Untuk mengatasi masalah efisiensi, maka solusi yang tepat dan sering digunakan saat ini adalah menggunakan beton sistem metode prategang dan pracetak (precast). Selain itu, atas dasar kebutuhan ruangan yang luas tanpa kolom di tengah ruangan serta panjang bentang balok yang sangat jauh, maka elemen struktur balok beton bertulang diganti menggunakan beton prategang. Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatu dan membiarkan keduanya bekerja bersama sesuai keinginan, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton kekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara-cara aktif, sehingga menghasilkan desain

yang ekonomis dengan menghasilkan lebih banyak ruang bebas.

Efisiensi penerapan metode prategang dan pracetak dapat dilihat dari beberapa hal. Diantaranya adalah penerapan pada gedung yang bertipe tipikal serta penerapan pada daerah dengan zona gempa relatif sedang. Sebab, pada daerah gempa relatif sedang memiliki frekuensi gempa yang terlalu sering dengan intensitas yang tidak besar. Maka dari itu, metode prategang dan pracetak sangat cocok diterapkan pada bangunan kantor ini. Dari segi tipe bangunan, gedung ini memiliki banyak lantai yang tipikal. Selain itu, dari segi lokasi gedung ini berada di Jalan Lenteng Agung, Jakarta, yang merupakan daerah dengan zona gempa sedang.

Dalam pelaksanaan pekerjaan beton prategang pada gedung digunakan metode hubungan antar balok prategang dengan kolom (sistem portal) yaitu sistem monolit. Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi gedung kantor Graha DCP setinggi 11 lantai yang semula menggunakan metode rangka baja menjadi beton konvesional pada lantai 1 sampai 9 dan menggunakan metode prategang pada balok di lantai 10 dan 11, serta metode pracetak (precast) untuk balok dan pelat lantai.

Dalam tugas akhir ini penulis merencanakan gedung tetap menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan lateral dipikul oleh rangka. Peraturan yang digunakan adalah peraturan terbaru yaitu SNI 2847: 2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, SNI 1726: 2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1727: 2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain, dan PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung, Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBI 1971), serta peraturan mengenai beton prategang yang memenuhi syarat tahan gempa.

1.2.TUJUAN

Tujuan dari modifikasi ini adalah

- Mampu merancang dimensi elemen balok prategang dan pelat pracetak yang efisien.
- Mampu merencanakan metode pelaksanaan struktur bangunan menggunakan pelat pracetak dan balok prategang.
- Mampu menganalisa permodelan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000 v.14.
- Mampu merencanakan struktur pondasi yang mampu menahan beban struktur di atasnya.
- Dapat menuangkan hasil perhitungan dan perancangan ke dalam gambar teknik dengan menggunakan program bantu AutoCAD 2010.

1.3 BATASAN MASALAH

Agar studi lebih terarah, maka dilakukan pembatasan terhadap hal-hal yang diamati selama studi ini. Batasan yang digunakan dalam studi ini adalah sebagai berikut :

- Metode perhitungan berdasarkan SNI 2847:2013.
- Penggunaan metode beton pracetak hanya untuk pelat
- Penggunaan metode prategang untuk balok pada lantai 10 dan 11
- Tidak menghitung RAB bangunan
- Tidak menghitung perencanaan detail atap rangka baja
- Perencanaan tidak termasuk utilitas bangunan, mekanikal, instalasi listrik dan *finishing*.
- Program bantu yang dipakai meliputi SAP2000 v.14, AutoCAD 2010, PCACOL, dan aplikasi berbasis website di puskim.pu.go.id.

II. TINJAUAN PUSTAKA

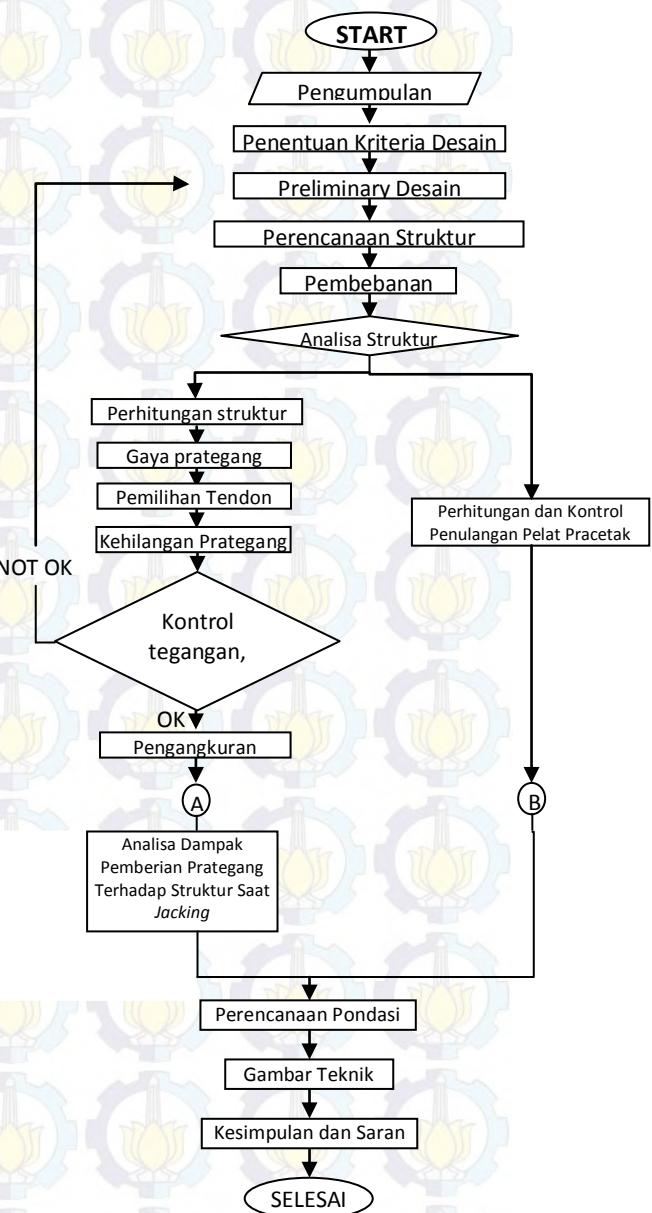
Balok paska tarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi selama beberapa tahun, dampak paska tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1978. Konsentrasi utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan paska tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektivitas paska tarik.

Menurut Eugene Freyssinet dalam “Desain Struktur Beton Prategang, (T.Y Lin,2000)” dengan memberikan tekanan terlebih dahulu, bahan beton yang getas akan menjadi bahan yang elastis. Dengan memberikan tekanan dengan menarik baja, beton yang bersifat getas akan kuat menahan beban tarik. Beton prategang merupakan kombinasi kerjasama antara baja prategang dan beton, dimana beton menahan beban tekan dan baja prategang menahan beban tarik.

Menurut SNI 2847-2013 tendon pada beton prategang tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan menggunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa, maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi balok prategang didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

III. METODOLOGI

Metode yang digunakan untuk tugas akhir ini ialah sebagai berikut

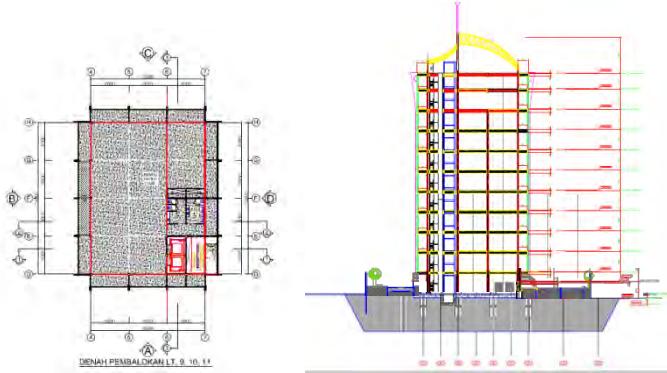


Gambar 1.Alur Tahap Pengerjaan

IV. PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Gedung	: Kantor Graha DCP
Fungsi Bangunan	: Gedung Perkantoran
Lokasi	: Jakarta
Ketinggian	: ± 43.1 m
Jumlah Lantai	: 11 Lantai
Variabel Desain	: Beton Prategang
Lokasi Beton Prategang	: Lantai 10 dan 11
Mutu Beton Prategang	: f'c 40 Mpa
Mutu Baja Prategang	: Brosur Terlampir
Jenis Tanah	: Tanah Lunak (SE)



Gambar 2 Denah Dan Potongan Gedung

4.2 Preliminary Design

Balok induk non prategangan

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad b = \frac{2h}{3}$$

Tipe	L m	hmin m	bmin m	hpakai m	bpakai m	Dimensi cm
B1	6	0,38	0,26	0,5	0,3	30/50
B2	1,8	0,12	0,08	0,5	0,3	30/50

Balok anak

$$h_{min} = \frac{1}{21} L \quad b = \frac{2}{3} h$$

Tipe	L m	hmin m	bmin m	hpakai m	bpakai m	Dimensi cm
BA	6	0,28	0,17	0,3	0,2	20/30

Balok prategangan

$$h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{2400}{20} = 120 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

Tebal pelat

$$h_{min2} = \frac{1}{36} 2,85 \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 0,77 \text{ m} \approx 1,2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

Kolom

$$A = \frac{W}{\phi'c} = \frac{949656,9}{0,65 \times 30} = 4870,03 \text{ cm}^2$$

$$A = bxh = \sqrt{4870,03} = 69,79 \text{ cm}$$

Dimensi kolom 80/80

4.3 Perhitungan Struktur Sekunder

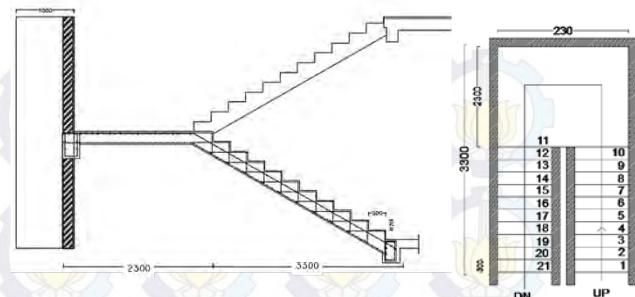
4.3.1 Perencanaan Pelat Pracetak

Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-2013). Desain Pelat direncanakan pada keadaan sebelum dan sesudah komposit.

Tipe plat	Tulangan terpasang mm ²	
	Arah X	Arah Y
A (300 x 600)	4D12-100 As=226	4D12-100 As=339
B (300 x 300)	4D12-100 As=226	4D12-100 As=339

Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipasang tulangan stud (*shear connector*) dengan ukuran Ø10-200 mm (Av = 392,7 mm²). Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat, maka dipasang tulangan angkat Ø8 mm.

4.3.2 Perencanaan Tangga



Gambar Perencanaan Tangga

Tumpuan tangga adalah jepit pada ujung bawah anak tangga dan rol pada ujung bordes. Maka dipasang tulangan utama arah mpelat tangga dan pelat bordes 12D12-90 mm, sedangkan tulangan lentur arah melintang yang dipasang adalah 13φ 8-100 mm.

4.3.3 Perencanaan Lift

Spesifikasi lift

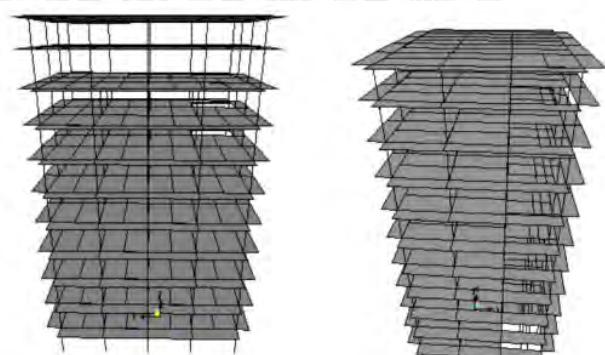
- Merk : Asia Schneider (Thailand) Co,Ltd.
- Tipe Lift : C300 Passenger Elevator
- Kapasitas : 1000 Kg
- Kecepatan : 1.75 m/detik
- Balok penumpu belakang : 30/50
- Tulangan lentur 12D16
- Tulangan geser φ8 – 200
- Balok penggantung lift : 30/50
- Tulangan lentur 4D16
- Tulangan geser φ8 – 200

4.4 Perhitungan dan Analisa Gempa

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebahan gravitasi maupun pembebahan gempa agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebahan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 serta SNI 2847:2013, dan pembebahan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.4.1 Permodelan Struktur

Struktur pemodelan gedung Graha DCP memiliki total 11 lantai dengan tinggi total yaitu ±43.1m.



Gambar 3. Permodelan Struktur pada SAP2000

4.4.2 Pembebanan Gravitas

Didapatkan total beban mati sebesar 51377,80 kN dan beban hidup sebesar 15116,54 kN atau beban total adalah 66494,34 kN

Didapatkan total beban mati sebesar 56206,78 kN dan beban hidup 19005,22 kN. Jadi total beban gravitasi pada SAP 2000 sebesar 64627,00 kN. Selisih perhitungan manual dengan SAP = 2,8%. Jadi dapat dikatakan bahwa

pembebaan gravitasi pada SAP 2000 sudah benar.

4.4.3 Pembebaan Gempa Dinamis

Pembebaan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dan didapatkan base shear arah X sebesar = 3796,858 kN dan arah Y = 3426,6 kN

4.5 Perencanaan Balok Beton Prategang

Pada Saat transfer beton prategang berperilaku monolit/menjadi satu kesatuan dengan kolom sehingga diperoleh momen saat Transfer dari perhitungan SAP2000 Sebagai berikut

$$\text{Momen tumpuan kiri} = -1958 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = 820 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tumpuan kanan} = -1958 \text{ kNm}$$

Pada Saat beban layan beton prategang berprilaku monolit/menjadi satu kesatuan dengan kolom sehingga diperoleh momen saat beban layan dari perhitungan SAP2000 Sebagai berikut

$$\text{Momen tumpuan kiri} = -2508 \text{ kNm}$$

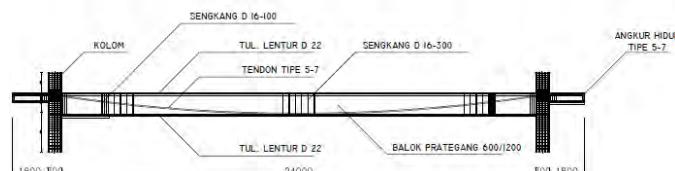
$$\text{Momen lapangan} = 1053 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tumpuan kanan} = -2508 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} \pm \frac{F_x e}{Wt} \mp \frac{M}{Wt}$$

Dengan menggunakan persamaan di atas dan asumsi kehilangan prategang sebesar 20% maka digunakan $F_o = 700 \text{ kN}$. Setelah dilakukan analisa kehilangan yang terjadi sebesar 29,48% sehingga gaya prategang saat beban layan sebesar 697,936 kN.

Sehingga didapatkan hasil beton prategang dengan sistem monolit yang dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar Potongan memanjang Beton Prategang

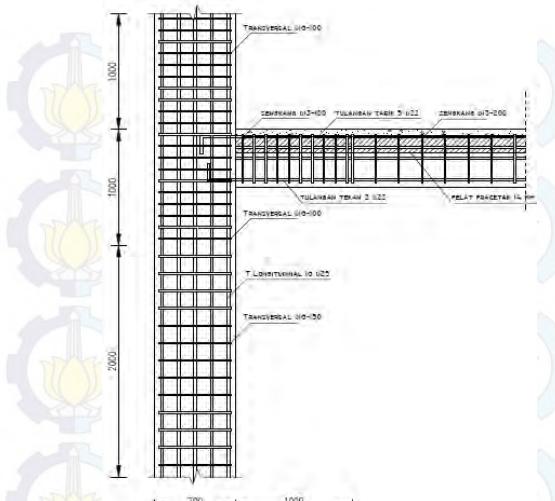
4.5.1 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang	lantai 10	lantai 11
Pengangkuran	0,00%	0,00%
Perpendekan elastis	0,00%	0,00%
Wooble effect dan friksi	18,84%	18,84%
Kekangan kolom	2,07%	2,67%
Rangkak	2,59%	2,58%
Susut	0,05%	0,05%
Relaksasi baja	5,92%	5,93%
Total	29,48%	30,06%
Fo (kN)	700	700
F (kN)	697,936	697,895

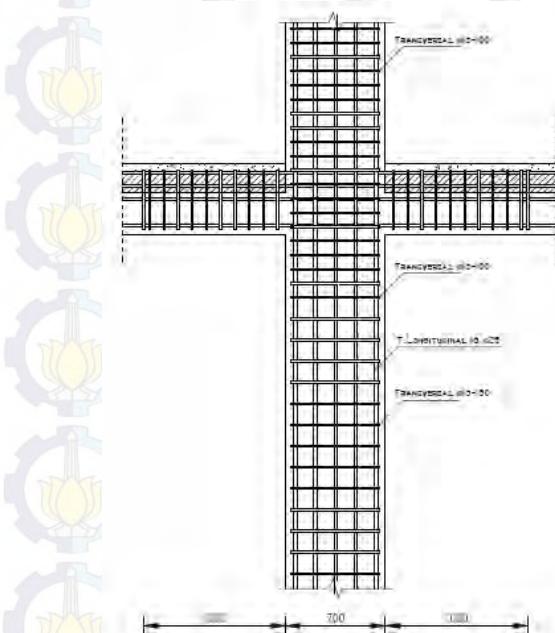
4.6 Kolom

Penulangan lentur kolom 70x70 menggunakan program bantu sehingga didapatkan hasil sebagai berikut : Rasio Tulangan Longitudinal = 1,25 % Penulangan 16D25 ($A_s = 8160 \text{ mm}^2$) dan Penulangan lentur kolom 60x60 menggunakan program bantu sehingga didapatkan hasil sebagai berikut : Rasio Tulangan Longitudinal = 1,66 %

Penulangan 16D25 ($A_s = 8160 \text{ mm}^2$). Dari hasil perhitungan diperoleh kebutuhan tulangan lentur dan geser yang dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar Hubungan Balok Kolom Eksterior

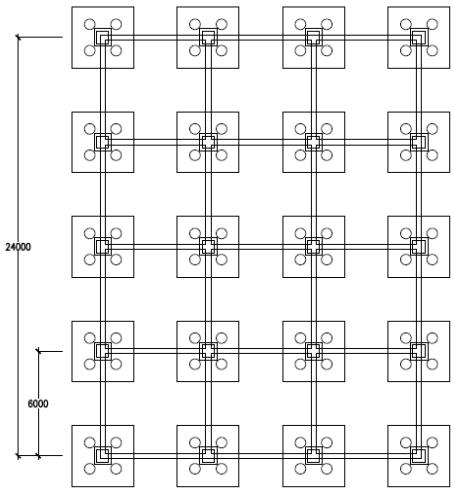


Gambar Hubungan Balok Kolom Interior

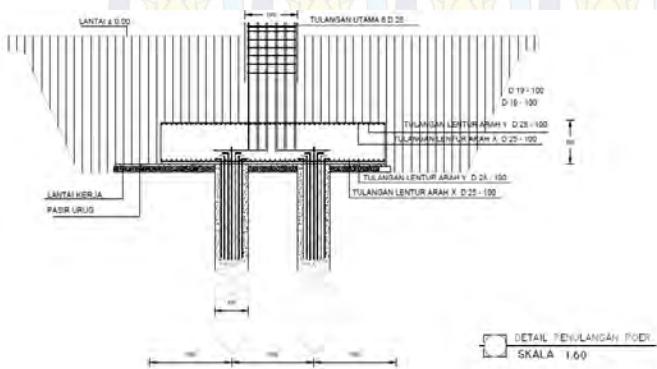
V. DESAIN PONDASI

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan diperoleh hasil sebagai berikut :

Pondasi kolom : menggunakan tiang pancang diameter 60 cm sebanyak 4 buah dengan susunan 2 x 2 dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar Denah Pilecap



Gambar Detail Penulangan Poer

VI. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

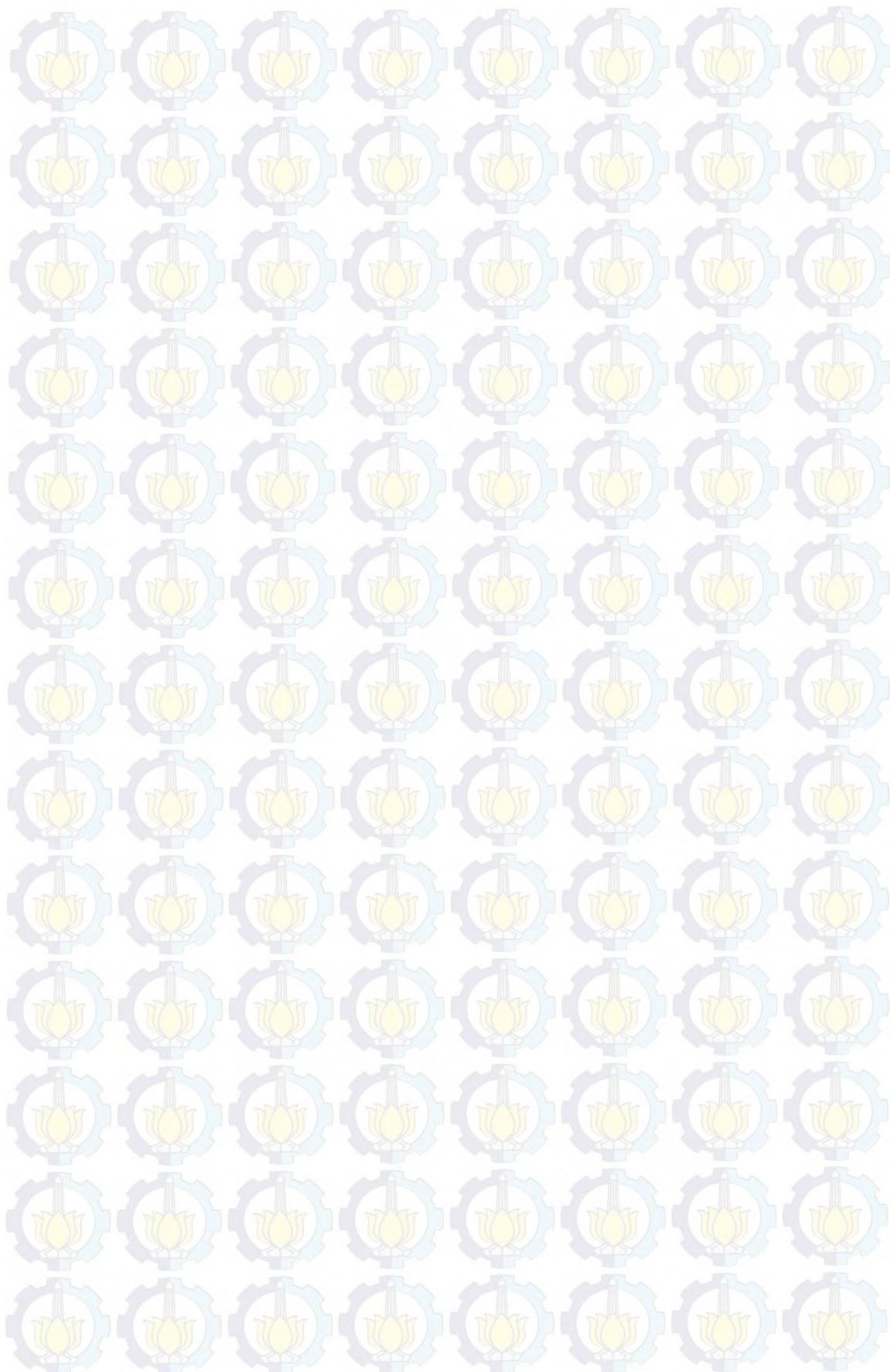
1. Prategang dan pracetak mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya dapat memperkecil struktur rangkanya.
2. Adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
 - a. Struktur Sekunder
 - Dimensi balok anak = 20/30 cm
 - Dimensi balok bordes = 20/30 cm
 - Dimensi balok lift = 30/50 cm
 - Tebal pelat = 12 cm
 - b. Struktur Primer
 - Dimensi balok induk = 30/50 cm
 - Dimensi kolom = 80x80 cm
 - Pile cap = 3,5x3,5x,1,2 m
 - Tiang pancang = D60, H=22m

Beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak.
2. Masih perlu lagi pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien lagi dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
3. Diperlukan studi lanjutan terhadap dimensi beton prategang yang paling efisien sampai mendapatkan dimensi beton yang seminimal mungkin.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Badan Standardisasi Nasional 2002. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung. SNI03-1726-2002
- [2] Badan Standardisasi Nasional 2002. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung. SNI03-2847-2013
- [3] Departemen Pekerjaan Umum 1983. Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung 1983. Bandung : Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- [4] Lin. T.Y., dan Ned H. Burns. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Ed. 3 Jil. 1**. Diterjemahkan oleh : Mediana. Jakarta : Erlangga.
- [5] Nawy, Edward G. 2001. **BetonPrategang : Suatu Pendekatan Mendasar Ed. 3 Jil. 1**. Diterjemahkan oleh : Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga.
- [6] Purwono, R. 2005. **Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 Terbaru**. Surabaya : ITS Press.





TUGAS AKHIR RC14 - 1501

Perencanaan Modifikasi Gedung Kantor Graha DCP Jakarta Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Pelat Pracetak

FAISAL HAMDAN
3111100058

Pembimbing :
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA.

Pokok Pembahasan

1

Pendahuluan

2

Tinjauan Pustaka

3

Metodologi

4

Pembahasan

5

Desain Pondasi

6

Kesimpulan dan Saran

Pendahuluan

LATAR BELAKANG

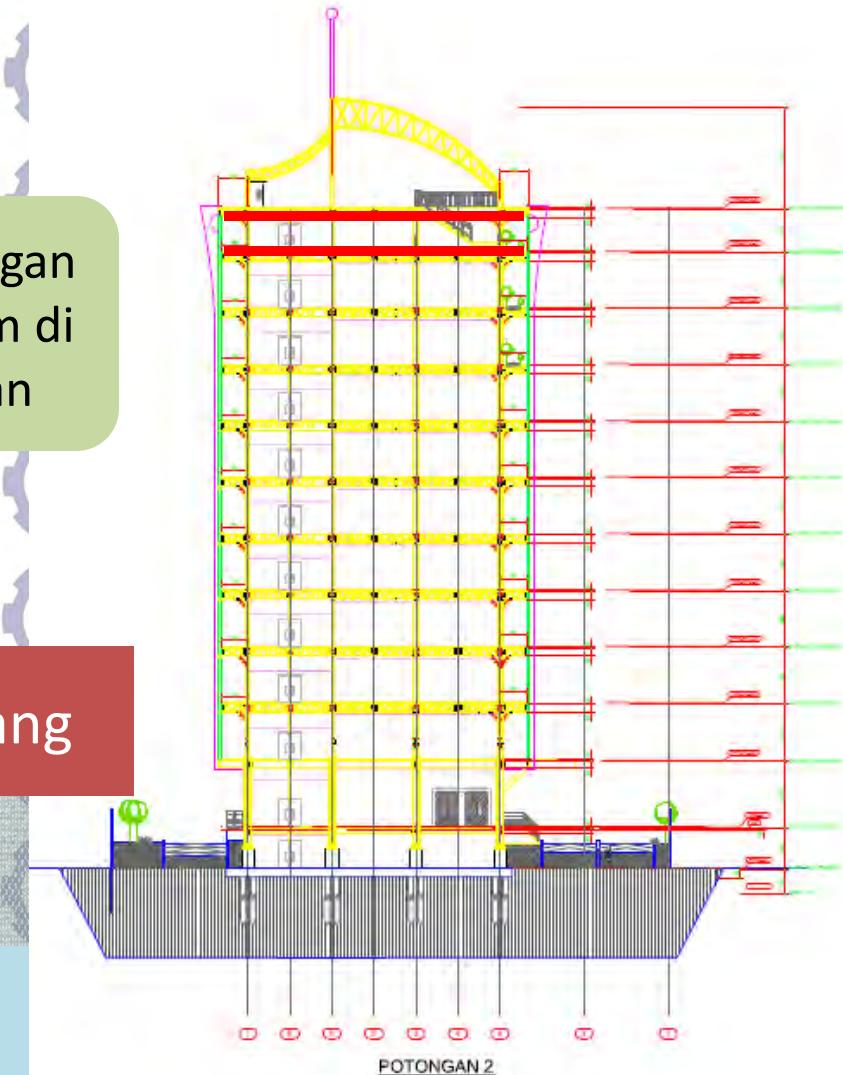
- Graha DCP awalnya direncanakan menggunakan struktur rangka baja.

Denah tipikal pada mayoritas lantainya

Kebutuhan ruangan luas tanpa kolom di tengah ruangan

Pelat lantai pracetak

Balok prategang



Pendahuluan

RUMUSAN MASALAH

Dimensi balok prategang dan pelat pracetak yang efisien

Analisa permodelan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000 v.14

Rencana struktur pondasi yang mampu menahan beban struktur di atasnya.

Gambar teknik dengan menggunakan program bantu AutoCAD 2010.

Pendahuluan

BATASAN MASALAH

Perencanaan beton pracetak untuk pelat lantai dan balok prategang hanya untuk lantai 10 dan 11

Tidak merencanakan metode pelaksanaan

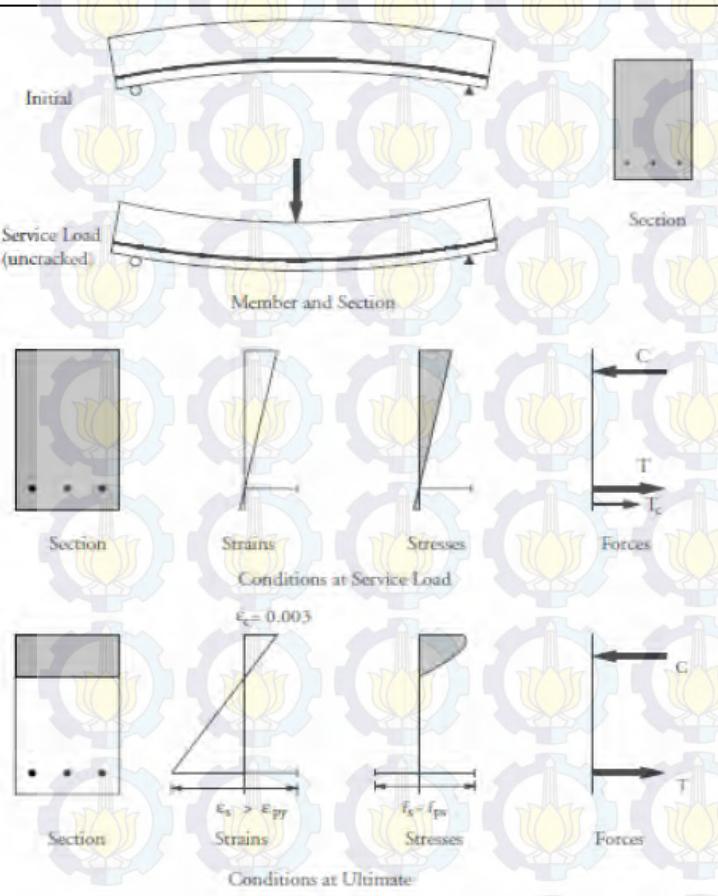
Tidak menghitung RAB bangunan

Tidak menghitung perencanaan detail atap rangka baja

Perencanaan tidak termasuk utilitas bangunan, mekanikal, instalasi listrik dan *finishing*.

Tinjauan Pustaka

BETON PRATEGANG



Beton Prategang
Beton & baja mutu tinggi
Penampang efektif bekerja
Tanpa retak
Sengkang tidak menentukan > dapat dipikul oleh kelengkungan kabel
Penampang ramping > ringan
Berat menjadi lebih ekonomis
Beton mutu tinggi & baja mutu tinggi menghasilkan struktur yang ekonomis akibat berat yg berkurang
Gaya prategang memberikan kontribusi terhadap perlawanan lendutan akibat beban mati dan hidup

Tinjauan Pustaka

BETON PRACETAK

beton yang dibuat dengan metode percetakan komponen secara mekanisasi dalam pabrik atau workshop dan dipasang /install kelapangan /site setelah beton cukup umur.



Gambar Contoh Pelat Pracetak

Keunggulan :

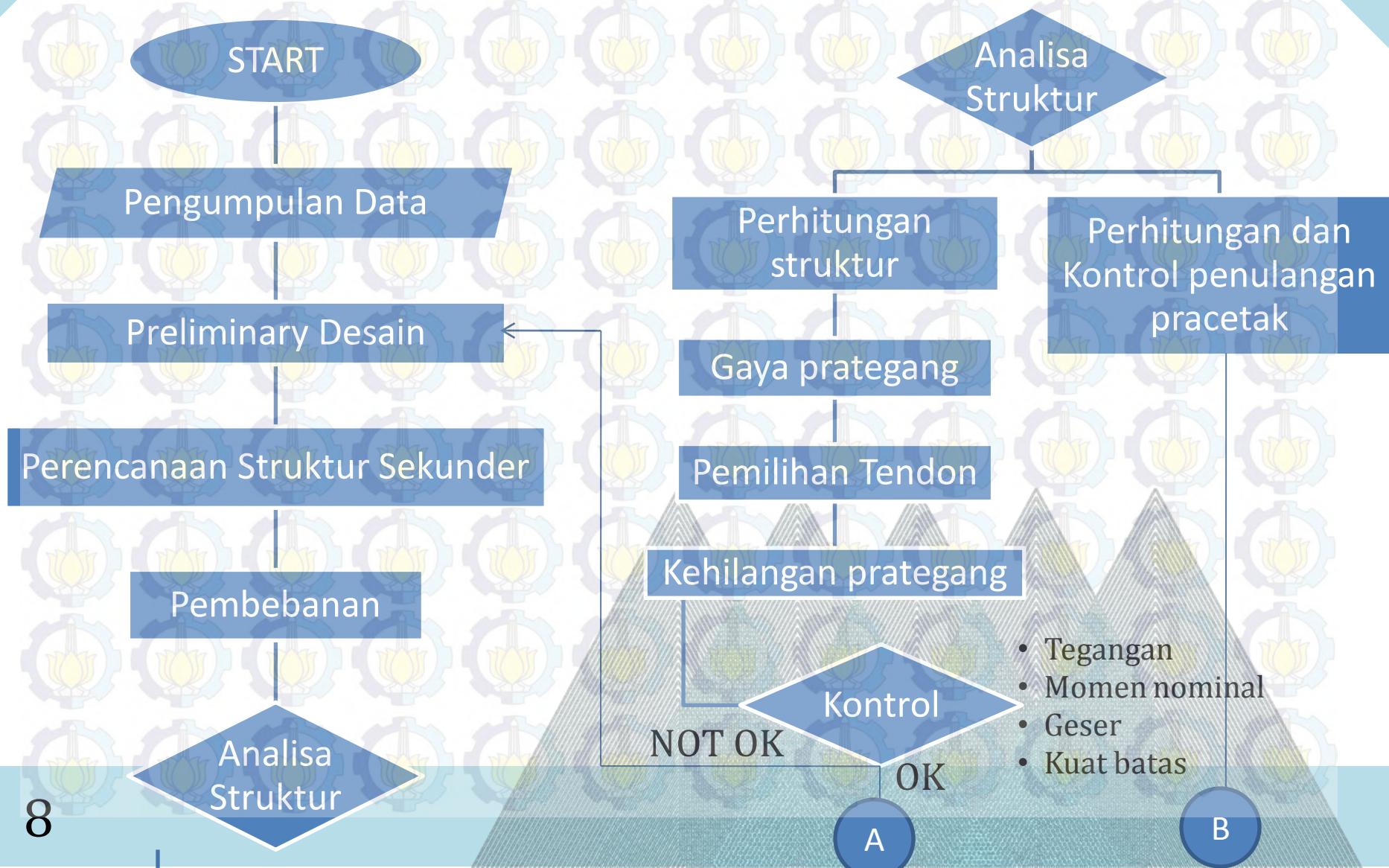
1. Waktu pelaksanaan lebih singkat
2. Dapat mengurangi biaya pembangunan
3. Tidak terpengaruh cuaca
4. Penyelesaian finishing mudah.
5. Pengendalian mutu teknis dapat dicapai

Kendala :

1. Membutuhkan investasi awal yang besar
2. Diperlukan peralatan produksi (transportasi dan ereksi)
3. Panjang dan bentuk elemen yang terbatas
4. Konstruksi beton pracetak cukup berbahaya terutama pada daerah sambungannya.

Metodologi

Diagram alir perencanaan modifikasi



Metodologi

Diagram alir perencanaan modifikasi



Pembahasan

PRELIMINARY DESAIN

Data Perencanaan

Gedung

Kantor Graha DCP

Lokasi

Lenteng Agung, Jakarta

Ketinggian

± 43.1 m

Jumlah Lantai

11 lantai

Variabel Desain

Beton Prategang

Lokasi Beton Prategang

Lantai 10 dan 11

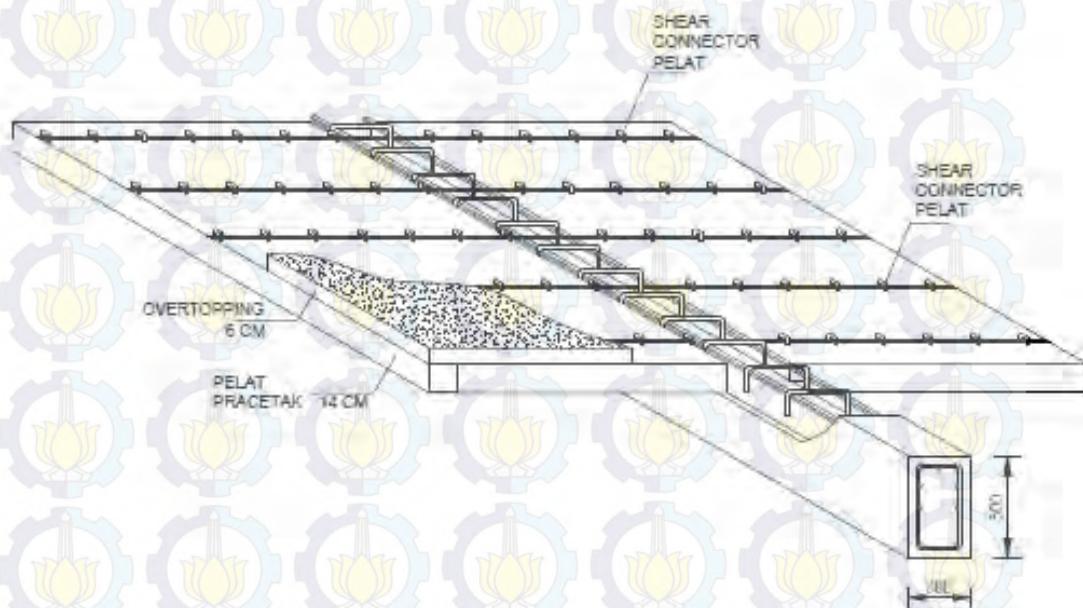
Mutu Beton Prategang

$f'c$ 40 MPa

Pembahasan

Perencanaan Struktur Sekunder – Pelat Pracetak

Tipe plat	Tulangan terpasang mm ²	
	Arah X	Arah Y
A (300 x 300)	5D12-200 As=426	5D12-200 As=426
B (185 x 300)	5D12-250 As=539	5D12-250 As=539



- Tulangan stud (Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat)
 $\varnothing 10-200 \text{ mm}$ ($A_v = 392,7 \text{ mm}^2$)
- Tulangan Angkat $\varnothing 8 \text{ mm}$

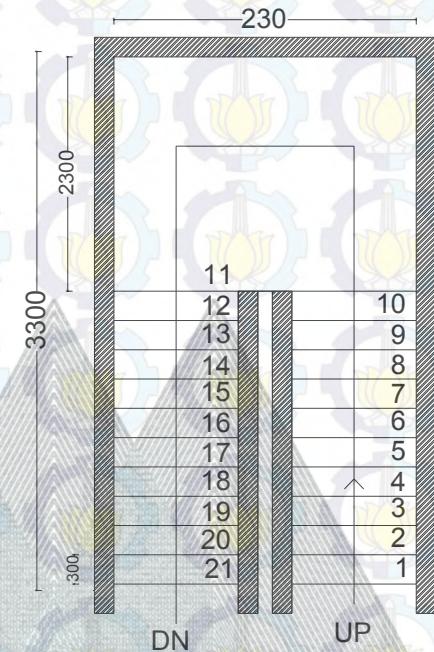
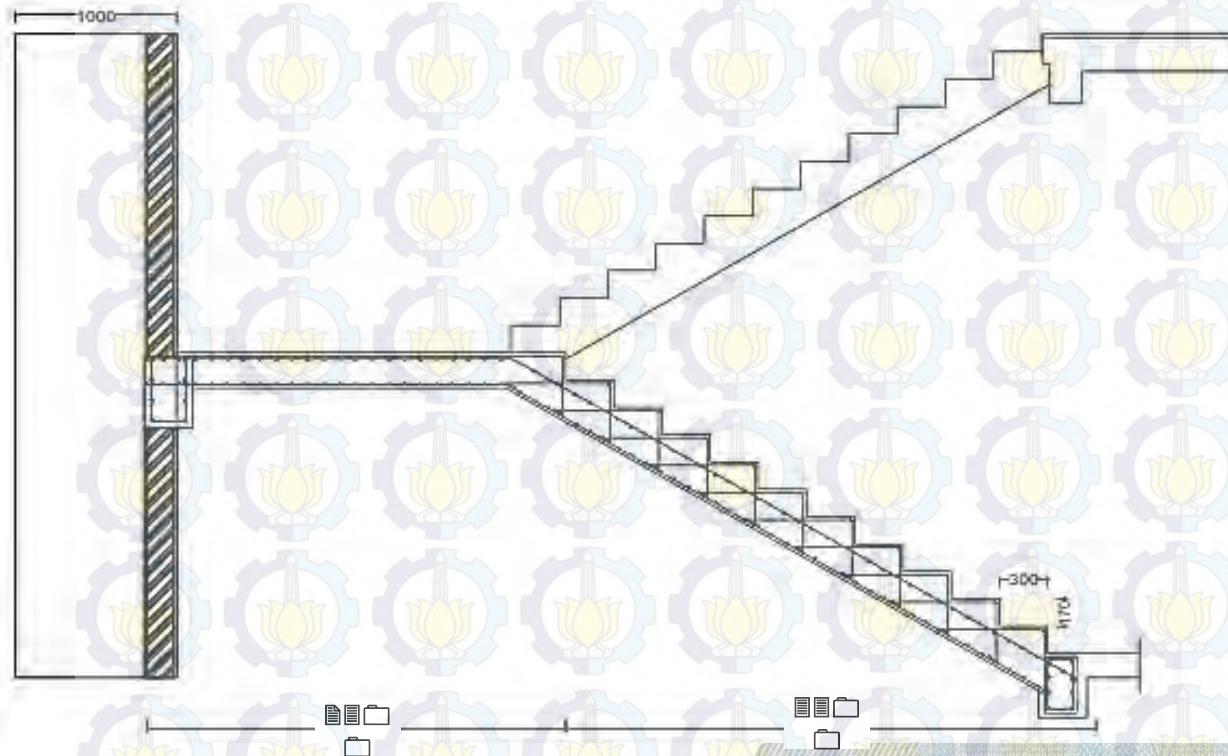
Pembahasan

Perencanaan Struktur Sekunder - Tangga

- Tumpuan tangga adl jepit pada ujung bawah anak tangga dan rol pada ujung bordes

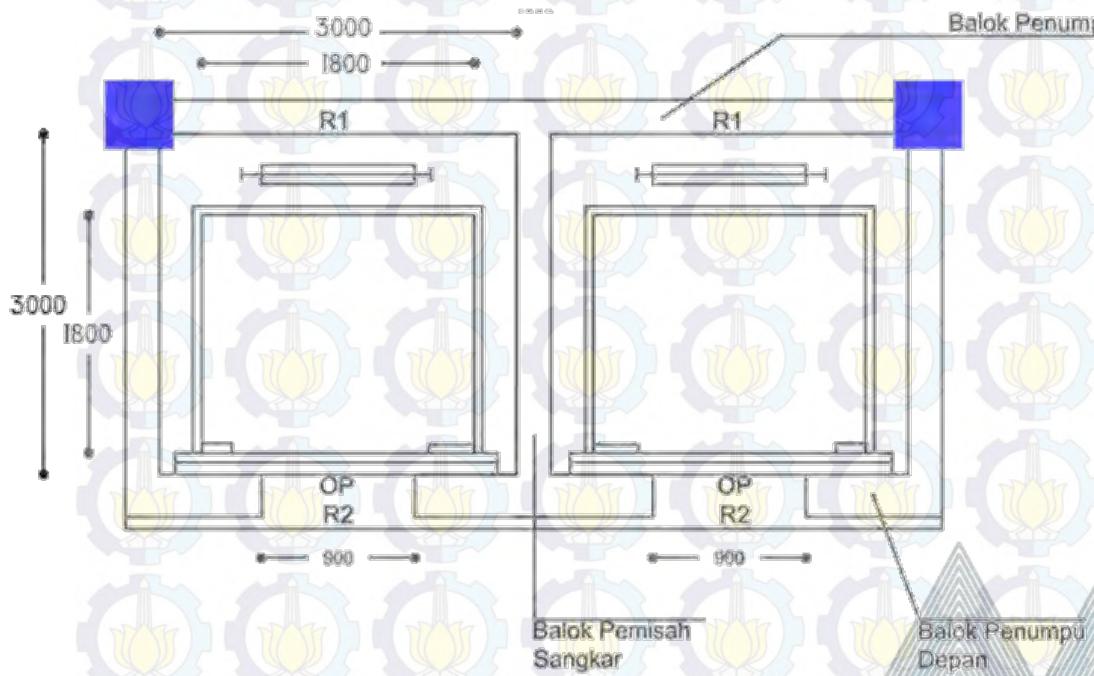


Pelat tangga ϕ 8-100
Pelat bordes ϕ 8-100



Pembahasan

Perencanaan Struktur Sekunder - Lift



Spesifikasi lift

- Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd.
- Tipe Lift : C300 Passenger Elevator
- Kapasitas : 1000 Kg
- Kecepatan : 1.75 m/detik
- Balok penumpu belakang = 30/50
- Balok penggantung lift = 30/50

Pembahasan

Perencanaan Struktur Utama Prategang

Data Perencanaan

Panjang bentang	: 18 m
Dimensi balok prategang	: 60/90 cm
Mutu Beton Prategang	: f'c 40 MPa
Mutu Beton Pelat Lantai	: f'c 30 MPa
d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon)	: 10 cm
Tebal pelat lantai	: 14 cm

LEBAR EFEKTIF

(SNI 2847:2013 pasal 8.12.2)

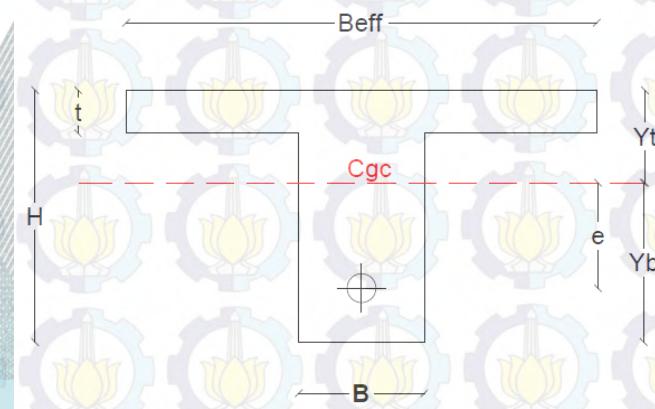
$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(24 - 0,6) = 11,7 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8f) = 102 \text{ cm} = 1,02 \text{ m}$$

Didapatkan b_{eff} terkecil yaitu 1,02 m

ANALISA PENAMPANG GLOBAL



Pembahasan

Perencanaan Struktur Utama Prategang

- PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved)

$$f_{pmax} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

$$A_{perlu} = 501,79 \text{ mm}^2$$

Spesifikasi tendon :

- Tendon unit : 5-7
- Jumlah strand : 5
- Minimum breaking load : 920 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1

$$A_{pakai} = 633,38 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nilai tegangan pakai, } f_{pakai} = 1105,18 \text{ MPa}$$

Pembahasan

Perencanaan Struktur Utama Prategang

- KEHILANGAN GAYA PRATEGANG

Kehilangan prategang	lantai 10	lantai 11
Pengangkuran	0,00%	0,00%
Perpendekan elastis	0,00%	0,00%
Wooble effect dan friksi	7,84%	7,84%
Kekangan kolom	2,07%	2,67%
Rangkak	2,59%	2,58%
Susut	0,05%	0,05%
Relaksasi baja	5,92%	5,93%
Total	20,48%	21,06%
Fo (kN)	700	700
F (kN)	697,936	697,895

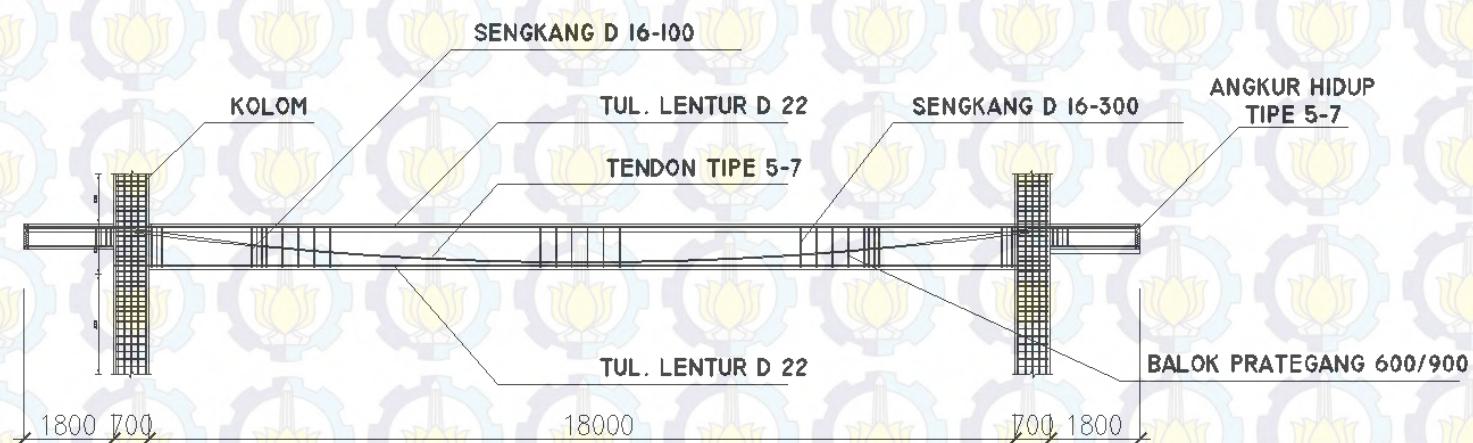
Pembahasan

Perencanaan Struktur Utama Prategang

PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Data Perencanaan

- $M_u = 432,394 \text{ KNm}$
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 60/90 cm
- Dimensi kolom : 70/70 cm
- Panjang balok : 18 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 900 - 40 - 14 - 22/2 = 836 \text{ mm}$

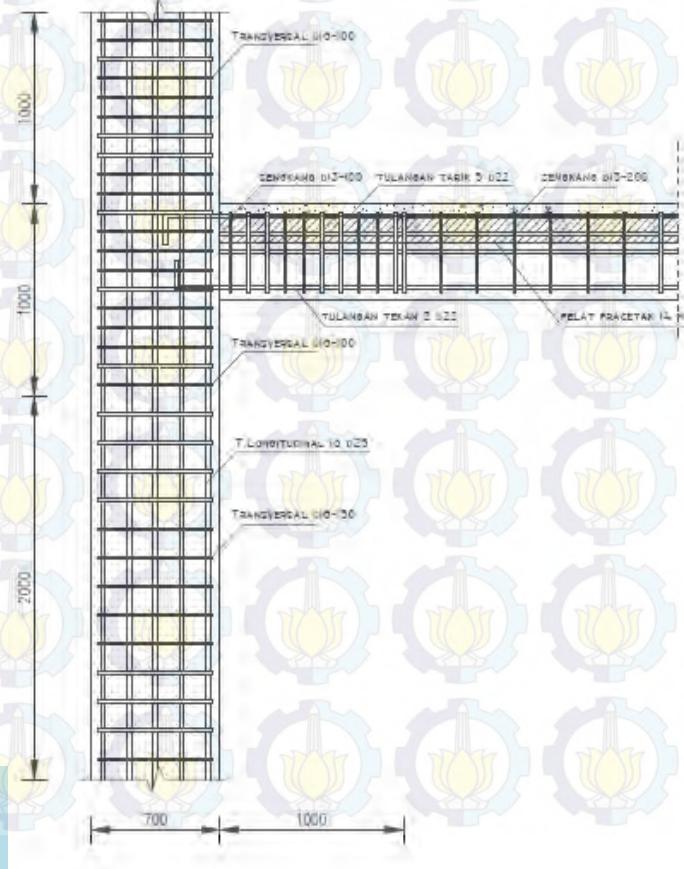


Pembahasan

Perencanaan Kolom

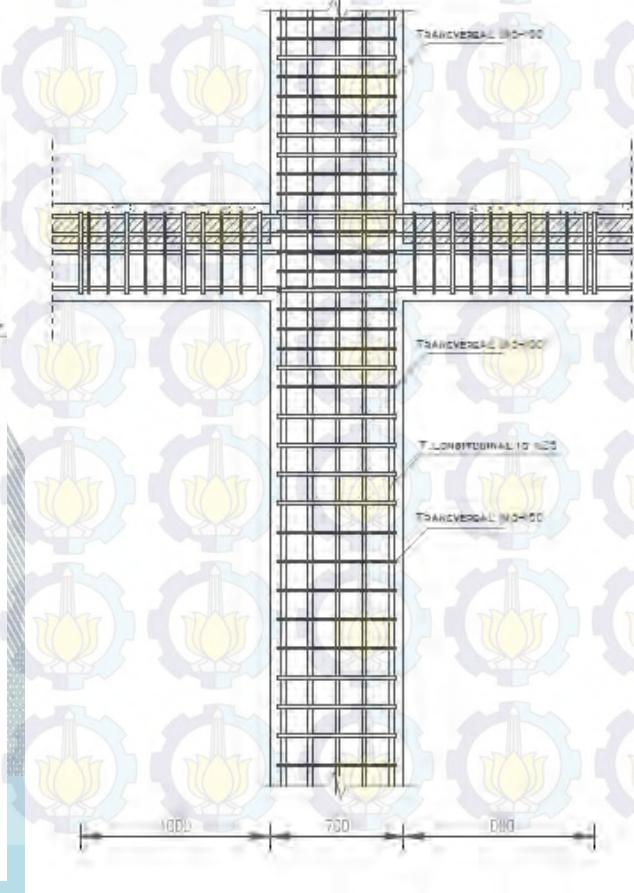
Kolom 70x70

- Rasio Tulangan Longitudinal = 1,25 %
- Penulangan lentur 16D25 (As= 8160 mm²)

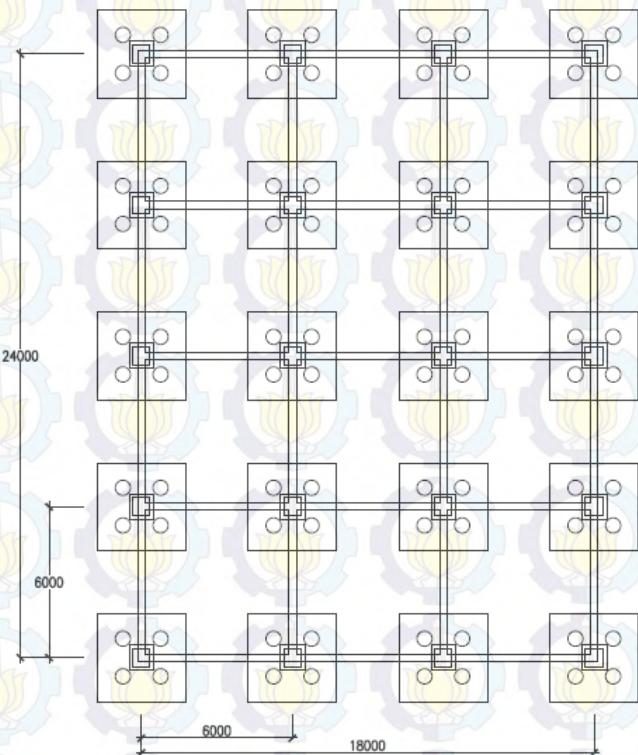


Kolom 60x60

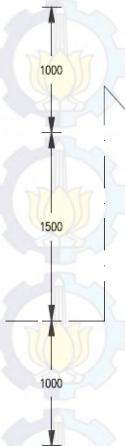
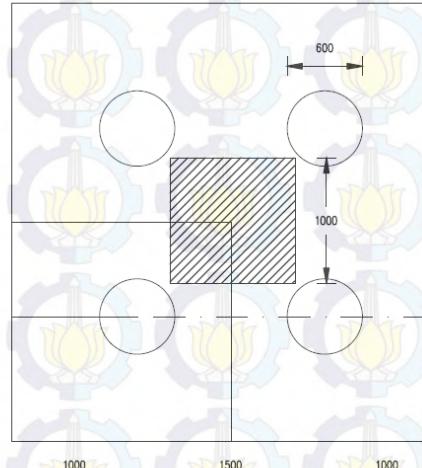
- Rasio Tulangan Longitudinal = 1,66 %
- Penulangan lentur 16D25 (As= 8160mm²)



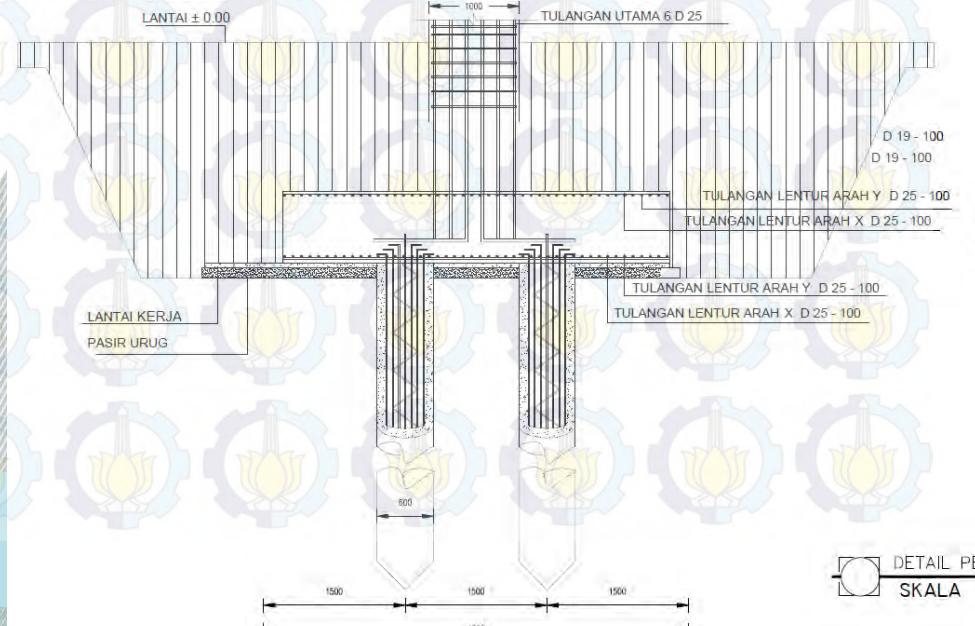
Perencanaan Pondasi



Pembahasan



Konfigurasi
Tata Letak
Tiang
Pancang



Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan :

- Prategang dan pracetak mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya dapat memperkecil struktur rangkanya.
- Adapun hasil modifikasi sebagai berikut :

— Struktur Sekunder

- Dimensi balok anak = 20/40 cm
- Dimensi balok bordes = 20/40 cm
- Dimensi balok lift = 30/50 cm
- Tebal pelat = 14 cm

— Struktur Primer

- Dimensi balok induk = 30/50 cm
- Dimensi kolom = 70x70 cm
- Pile cap = 3,5x3,5x,0,8 m
- Tiang pancang = D60, H=20m

Saran :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak.
2. Masih perlu lagi pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien lagi dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
3. Diperlukan studi lanjutan terhadap dimensi beton prategang yang paling efisien sampai mendapatkan dimensi beton yang seminimal mungkin.



Terima Kasih