



TUGAS AKHIR RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST
DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST DUAL SYSTEM
SESUAI DENGAN PERATURAN ACI 318M-14**

VINCENTIUS FELIX SUSANTO
NRP. 3114100038

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, MSc., Ph.D

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST
DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST DUAL SYSTEM
SESUAI DENGAN PERATURAN ACI 318M-14**

VINCENTIUS FELIX SUSANTO
NRP. 3114100038

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**MODIFICATION DESIGN OF ONE EAST
APARTMENT USING PRECAST DUAL SYSTEM
ACCORDING TO ACI 318M-14**

VINCENTIUS FELIX SUSANTO
NRP. 3114100038

Academic Supervisor I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.

Academic Supervisor II
Prof. Tavio, ST. MT, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environment and Geotechnology Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

**DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST
DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST
DUAL SYSTEM SESUAI DENGAN
PERATURAN ACI 318M-14**

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

Oleh:
VINCENTIUS FELIX SUSANTO
NRP. 3114100038

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing I:
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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



**SURABAYA
JANUARI, 2018**

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

**DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST
DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST DUAL SYSTEM
SESUAI DENGAN PERATURAN ACI 318M-14**

**Nama Mahasiswa : Vincentius Felix Susanto
NRP : 3114100038
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.**

ABSTRAK

Beton pracetak merupakan metode yang digunakan pada perancangan bangunan selain cara pengecoran dengan metode konvensional. Seiring dengan perkembangannya, metode pracetak kini semakin banyak digunakan. Tingkat kecepatan pembangunan dan kontrol kualitas merupakan keunggulan utama metode pracetak.

Perencanaan Gedung Apartemen One East Surabaya pada kondisi sebenarnya dirancang menggunakan metode konvensional dengan ketinggian 33 lantai dan 3 buah basement. Dalam tugas akhir ini, gedung tersebut akan dilakukan perancangan menggunakan metode pracetak. Pemilihan metode pracetak didasari oleh kecepatan pelaksanaan, kontrol kualitas mutu yang tinggi, ramah lingkungan, serta pengurangan jumlah tenaga kerja. Metode pracetak diterapkan pada elemen-elemen struktur primer, seperti pelat, balok, tangga, kolom dan shearwall.

Dalam perencanaan struktur pada tugas akhir ini, metode menggunakan peraturan seperti perencanaan beton secara konvensional sesuai dengan SNI 2847:2013, PCI Handbook dan beberapa referensi lainnya. Selain perencanaan elemen struktur sendiri, perlu dilakukan perencanaan sambungan untuk menyambungkan elemen-elemen tersebut. Metode penyambungan yang digunakan berdasarkan dari beberapa sumber seperti, produk dari Peikko Group, dan jurnal “Horizontal

Connection for Precast Concrete Shear Wall Subjected to Cyclic Deformations”.

Analisis perhitungan sambungan pada balok berdasarkan pada kekuatan aksial sambungan yang dibandingkan dengan kekuatan tulagan setelah mengalami leleh serta panjang penyaluran. Untuk analisa kekuatan sambungan pada kolom dan shearwall, digunakan peraturan ACI 318M-14 dimana nilai $\phi S_n \geq 1,4$ Se sedangkan $\phi M_n \geq 0,4$ Mpr.

Kata Kunci : Beton Pracetak, Dinding geser Pracetak, Sambungan Pracetak Tahan Gempa, Strong Connection, Apartemen One East, ACI 318M-14

MODIFICATION DESIGN OF ONE EAST APARTMENT USING PRECAST DUAL SYSTEM ACCORDING TO ACI 318M-14

Student Name : Vincentius Felix Susanto
NRP : 3114100038
Department : Teknik Sipil FTSLK- ITS
Academic Supervisor : Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

Precast concrete method is one of method that has been used in designing a building besides conventional method using in-situ cast concrete. Along with technology development, this method recently more applied in building construction. High processing speed and quality control of the concrete are the main advantages of precast concrete method

One East Apartment has been designed by using conventional method, with cast in-situ concrete, with building height 33 floors and 3 basements. In this final project, this building will be designed using precast concrete method. The selection of this method is based on speed of building process, high quality-control, eco-friendly and also reduction of worker in site. This method is used on primary and secondary structure element such as slabs, beams, stairs, columns and also shear-walls.

In this structure planning, writer using some provision such as planning of concrete conventional method according to SNI 2487:2013, PCI's Handbook and some of other references. Besides main structural planning, writer should consider planning connection which connect those precast structure. The connection method that used by writer based on some references, such as Peikko Group product and "Horizontal Connection for Precast Concrete Shear Wall Subjected to Cyclic Deformation" journal.

This connection planning analysis on beam based on axial strength of connection compared to rebar strength after yielding and length of development. In planning connection strength in column, ACI 318M-14 is used which is ϕS_n should be greater than 1,4 S_e while ϕM_n should not be less than 0,4 M_{pr} .

Key Words : Precast Concrete, Precast Shear-Wall, Precast Connection Earthquake-proof, Strong Connection, One East Apartment, ACI 318M:14.

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “**DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI DENGAN PERATURAN ACI 318M-14**”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaiannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS
2. Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D., dan Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
4. Keluarga ASBAK Sipil ITS dan Teman-teman Jurusan Teknik Sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan tugas akhir ini
5. Saudara saya, Giovanny Cynthia Susanto dan Giacinta Celine Susanto yang telah memberi semangat

Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari sempurna. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini.

Surabaya, Januari 2018

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR ISI

JUDUL.....	i
TITLE PAGE	iii
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK.....	vii
ABSTRACT.....	ix
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR TABEL.....	xxiii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah.....	3
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Tujuan Tugas Akhir.....	4
1.5. Manfaat Tugas Akhir.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Pengertian Pracetak	5
2.2. Kelebihan Beton Pracetak Dibandingkan Dengan Beton <i>Cast In-Situ</i>	5
2.3. Elemen-Elemen Beton Pracetak	6
2.3.1. Balok.....	6
2.3.2. Kolom	7
2.4. Shear-Wall	7
2.5. Perbandingan Sistem Struktur <i>Shear-Wall</i> Dengan <i>Open Frame</i>	8
2.6. Precast Shear-Wall	9
2.7. Sambungan Antar Beton Pracetak	9
2.7.1. Sambungan Balok Ke Kolom	9
2.7.2. Sambungan Antar Shear Wall Pracetak.....	10
2.8. Filosofi Perancangan	11
BAB III KONSEP PERENCANAAN	13
3.1. Umum	13
3.2. Diagram Alir Perencanaan Tugas Akhir.....	14

3.3.	Data Perencanaan	15
3.4.	Studi Literatur	15
3.5.	Metode Pelaksanaan.....	16
3.5.1.	Metode Horizontal	16
3.5.2.	Pengangkatan Elemen Pracetak	17
3.5.3.	Pengangkatan Shear Wall.....	20
3.5.4.	Peralatan Erection	20
3.5.3.	Transportasi Elemen Beton Pracetak	21
3.6.	Preliminary Design.....	21
3.6.3.	Preliminary Design Plat Lantai	21
3.6.4.	Preliminary Design Balok	22
3.7.	Pembebanan	22
3.7.1.	Beban Mati.....	22
3.7.2.	Beban Mati Tambahan	22
3.7.3.	Beban Hidup.....	22
3.7.4.	Beban Gempa	23
3.8.	Perencanaan Struktur Sekunder	23
3.8.1.	Perencanaan Balok Anak	23
3.8.2.	Perencanaan Tangga.....	24
3.9.	Permodelan Dan Analisa Struktur.....	24
3.10.	Perencanaan Struktur Utama.....	24
3.10.1.	Perencanaan Tulangan Lentur Balok	24
3.10.2.	Perencanaan Tulangan Geser Balok.....	25
3.10.3.	Perencanaan Tulangan Lentur Kolom.....	26
3.10.4.	Perencanaan Tulangan Geser Kolom	26
3.10.5.	Perencanaan <i>Shear-Wall</i>	26
3.11.	Perencanaan Sambungan.....	27
3.11.1.	Sambungan Balok-Kolom	28
3.11.2.	Sambungan Kolom-Pondasi Serta Shear Wall - Pondasi	29
3.11.3.	Sambungan Antar Shear Wall Pracetak	30
3.11.4.	Sambungan Shear-Wall Pracetak Dengan Balok	30
3.12.	Perencanaan Struktur Bangunan Bawah	31
3.12.1.	Perencanaan Basement.....	31
3.12.2.	Perencanaan Pondasi	32

3.13. Ilustrasi Hasil Perencanaan.....	33
BAB IV PRELIMINARY DESIGN	35
4.1. Data Perencanaan	35
4.1.1. Pembebanan.....	36
4.1.2. Perencanaan Balok	36
4.1.3. Perencanaan Tebal Pelat.....	37
4.1.4. Perencanaan Kolom.....	38
BAB V PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR.....	41
5.1. Umum	41
5.2. Permodelan Struktur	41
5.3. Pembebanan Gravitasi	42
5.4. Pembebanan Gempa Dinamis.....	43
5.4.1. Faktor Keutamaan Gempa	43
5.4.2. Kelas Situs	43
5.4.3. Parameter Respon Spektral dan Percepatan Spectral .	44
5.5. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	45
5.6. Kontrol Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	47
5.7. Kontrol Dual System	50
5.8. Kontrol Partisipasi Massa	51
5.9. Kontrol Drift	52
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	57
6.1. Perencanaan Basement	57
6.1.1. Perencanaan Pelat Basement	57
6.1.2. Perencanaan Dinding Basement	58
6.2. Perencanaan Penulangan Tangga	58
6.2.1. Pembebanan Tangga.....	59
6.2.2. Penulangan Pelat Tangga dan Bordes.....	62
6.2.3. Pengangkatan Tangga.....	66
6.3. Perencanaan Penulangan Balok Anak	70
6.3.1. Data Perencanaan Balok Anak Pracetak.....	70
6.3.2. Pembebanan Balok Anak Pracetak.....	70
6.3.3. Perhitungan Pembebanan Balok Anak	71
6.3.4. Perhitungan Momen dan Geser	71
6.3.5. Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak	72
6.3.6. Perhitungan Tulangan Geser.....	75

6.3.7. Pengangkatan pada Balok	76
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER.....	79
7.1. Umum.....	79
7.2. Perencanaan Balok Induk Pracetak	79
7.2.1. Perencanaan Balok Induk Tipe 1	80
7.2.2. Rekapitulasi Penulangan	94
7.3. Perencanaan Kolom	95
7.3.1. Data umum perencanaan kolom :.....	95
7.3.2. Perencanaan Kolom Lantai B1-10 K1	96
7.3.3. Rekap Penulangan.....	101
7.4. Perencanaan Dinding Geser Pracetak.....	103
7.4.1. Data Perencanaan Dinding Geser.....	103
7.4.2. Data Pembebanan Shearwall Tipe A.....	103
7.4.3. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser	103
7.4.4. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	104
7.4.5. Kontrol Dimensi Penulangan Geser <i>Shear Wall</i>	104
7.4.6. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal.....	104
7.4.7. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal	105
7.4.8. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal....	105
7.4.9. Kontrol Komponen Batas.....	106
7.4.10. Penulangan pada Komponen Batas	107
7.4.11. Pengecekan Tulangan dengan spColumn.....	107
7.4.12. Pengangkatan pada Shearwall tipe 1	110
7.4.13. Rekapitulasi Penulangan Shear Wall	113
BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN ELEMEN	
PRACETAK.....	115
8.1. Umum.....	115
8.2. Konsep Desain Sambungan.....	116
8.3. Perencanaan Konsol pada Elemen Pracetak.....	117
8.3.1. Perhitungan Konsol Pendek	118
8.4. Perencanaan Sambungan Balok – Kolom	120
8.4.1. Sambungan Balok 45/60	120
8.4.2. Rekapitulasi Sambungan	125
8.5. Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk....	
	127

8.6. Perencanaan Sambungan Balok Tangga—Shearwall.....	128
8.7. Perencanaan Sambungan Kolom	130
8.8. Sambungan Shearwall Pracetak.....	131
8.8.1. Sambungan Horizontal	131
8.8.2. Sambungan Vertikal	136
BAB IX PERENCANAAN PONDASI	141
9.1. Umum	141
9.2. Beban Struktur.....	141
9.3. Kriteria Design	144
9.3.1. Spesifikasi Tiang Pancang.....	144
9.3.2. Data Tanah.....	144
9.3.3. Daya Dukung.....	144
9.3.4. Perencanaan Poer (pile cap).....	157
BAB X METODE PELAKSANAAN	161
10.1. Umum	161
10.2. Fabrikasi Beton Pracetak	161
10.3. Pengangkatan dan Penempatan Crane	161
10.4. Transportasi Elemen Beton Pracetak.....	162
10.5. Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak.....	163
BAB XI KESIMPULAN	167
11.1. Kesimpulan.....	167
11.2. Saran	168
DAFTAR PUSTAKA	171
LAMPIRAN.....	173

"Halaman ini sengaja dikosongkan..."

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Connection using Reinforcing Bar Welded to Steel Angle.....	10
Gambar 2.2. Connection Using Partially Unbonded Reinforcing Bar with NMB Splice Sleeve	11
Gambar 3.1. Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	14
Gambar 3.2. Metode Erection Arah Horizontal	16
Gambar 3.3. Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Balok	18
Gambar 3.4. Model Pembebanan dan Bidang Momen pada Kolom	19
Gambar 3.5. Metode Pengangkatan Three-Point Pick	20
Gambar 3.6. Sambungan Basah pada Balok Menuju Kolom....	29
Gambar 3.7. Sambungan Basah Sesuai ACI 318M-14	29
Gambar 3.8. Sambungan Antar Shear Wall Pracetak.....	30
Gambar 3.9. Sambungan Shear-Wall ke Balok Pracetak	31
Gambar 4.1. Denah Apartemen One East	35
Gambar 4.2. Tebal Minimum Balok Sesuai SNI.....	37
Gambar 5.1. Permodelan ETABS	41
Gambar 5.2. Grafik Respon Spektrum Desain	45
Gambar 6.1. Permodelan Tangga	60
Gambar 6.2. Bidang N Tangga.....	61
Gambar 6.3. Bidang M Tangga	61
Gambar 6.4. Bidang D Tangga.....	62
Gambar 6. 5. Jarak Tulangan Angkat	67
Gambar 6.6. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL ..	69
Gambar 6.7. JENKA Lifter	70
Gambar 6.8. Pemasangan Half Beam Pracetak Sebelum Komposit.....	72
Gambar 6.9. Momen yang Terjadi Pada Saat Sebelum Komposit	72
Gambar 6.10. Pengangkatan Balok Anak.....	76
Gambar 6.11. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL	77
Gambar 6.0.12. JENKA Lifter	78
Gambar 7.1. Denah Balok	79

Gambar 7.2. Pemasangan Half Beam Pracetak Sebelum Komposit	81
Gambar 7.2. Momen yang Terjadi Pada Saat Sebelum Komposit	81
Gambar 7.3. Gambar Pengangkatan Balok Anak	92
Gambar 7.4. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL..	93
Gambar 7.5. JENKA Lifter	94
Gambar 7.6. Rekapitulasi Penulangan Balok B1 dan B2.....	94
Gambar 7.7. Rekapitulasi Penulangan Balok Anak dan B3.....	95
Gambar 7.8. Denah Kolom (K1).....	96
Gambar 7.9. Output Diagram Interaksi K1 Arah X.....	97
Gambar 7.10. Output Diagram Interaksi K1 Arah Y	98
Gambar 7.11. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL	101
Gambar 7.12. JENKA Lifter	101
Gambar 7.13. Rekapitulasi Penulangan Kolom K1	102
Gambar 7.14. Rekapitulasi Penulangan Kolom K2	102
Gambar 7.15. Diagram Interaksi Shear Wall Tipe 1 Arah Y..	108
Gambar 7.16. Diagram Interaksi Shear Wall Tipe 1 Arah X..	108
Gambar 7.17. Diagram Interaksi MPR Shear Wall 3m Arah X	109
Gambar 7.18. Diagram Interaksi MPR Shear Wall 3m arah Y	109
Gambar 7.19. Pengangkatan Shearwall	110
Gambar 7.20. Kondisi Erection Shearwall.....	110
Gambar 7.21. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL	112
Gambar 7.22. JENKA Lifter	112
Gambar 7.23. Rekapitulasi Penulangan Shearwall	113
Gambar 8.1. Detail Sambungan Balok Kolom	116
Gambar 8.2. Detai Sambungan Balok-Balok	116
Gambar 8.3. Detail Sambungan Kolom - Pondasi	116
Gambar 8.4. Geometrik Konsol Pendek	117
Gambar 8.5. Sambungan Horizontal Tipe RSU.....	133
Gambar 8.6. Diagram Strain Sambungan	134
Gambar 8.7. PVL Connecting Loop	136

Gambar 8.8. Detail Sambungan PVL dengan Sudut 90°	137
Gambar 8.9 Gaya Geser yang Diperhatikan.....	137
Gambar 9.1. Denah Pile Cap	141
Gambar 9.2. Tiang Pancang Grup Tipe 1	148
Gambar 9.3. Tiang Pancang Grup Tipe 2.....	149
Gambar 9.4. Tiang Pancang Grup Tipe 3	149
Gambar 9.5. Diagram Gaya Lateral Tiang	154
Gambar 10.1. Proses Grouting Sambungan Kolom	163
Gambar 10.2. Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan MODIX Coupler.....	164
Gambar 10.3. Detail Penyambungan Modix Coupler	164
Gambar 10.4. Pemasangan Balok Anak Pracetak	165
Gambar 10.5. Pengecoran Topping.....	166

"Halaman ini sengaja dikosongkan... "

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Kelebihan Beton Pracetak dibandingkan dengan Beton Cast In-Situ	5
Tabel 2.2. Perbandingan Sistem Struktur Shear-wall dengan Open Frame.....	8
Tabel 3.1. Pengali Gaya Pengangkatan Pracetak	17
Tabel 4.1. Tabel Preliminary Balok	37
Tabel 4.2. Hasil Preliminary Tebal Pelat	38
Tabel 4.3. Perhitungan Preliminary Kolom.....	39
Tabel 4.4. Perhitungan Preliminary Kolom.....	40
Tabel 5.1. Rekap Pembebanan Gravitasi.....	42
Tabel 5.2. Pembebanan Gravitasi pada ETABS.....	43
Tabel 5.3. Respon Spektrum dari Data Kementrian PU.....	44
Tabel 5.4. Koefisien Batas Atas Periода Gedung	46
Tabel 5.5. Modal Periode dan Frekuensi.....	46
Tabel 5.6. Berat Efektif Struktur	48
Tabel 5.7. Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	49
Tabel 5.8. Base Reaction Setelah Scale Factors Diganti.....	50
Tabel 5.9. Total Reaksi Perletakan yang Menahan Beban Gempa	51
Tabel 5.10. Modal Partisipasi Massa.....	51
Tabel 5.11. Drift untuk Gempa Arah X.....	53
Tabel 5.12. Drift untuk Gempa Arah Y.....	54
Tabel 7.1. Perhitungan MPR	90
Tabel 8.1. Rekapitulasi Profil Sambungan	126
Tabel 8.2. Dimensi Minimum Balok.....	129
Tabel 8.3. Vrd dan Hrd dari PC Beam Shoe	129
Tabel 8.4. Dimensi Minimum Shearwall	130
Tabel 8.5. Kemampuan dari PVL Connecting Loop tipe 140..	138
Tabel 8.6. Persyaratan Dimensi Minimal.....	138
Tabel 8.7. Rekapitulasi Sambungan Vertikal	139
Tabel 9.1. Beban Pile Cap Tipe 1.....	142
Tabel 9.2. Beban Pile Cap Tipe 2.....	143
Tabel 9.3 Beban Pile Cap Tipe 3.....	143

Tabel 9.4. Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah	147
Tabel 9.5. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 1 ...	150
Tabel 9.6. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 2 ...	150
Tabel 9.7. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 3 ...	150
Tabel 9.8. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1 ...	152
Tabel 9.9. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2 ...	152
Tabel 9.10. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 3 .	153
Tabel 9.11. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1Terhadap Gaya Lateral.....	156
Tabel 9.12. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral.....	156
Tabel 9.13. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral.....	157

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG MASALAH

Dengan semakin tingginya angka urbanisasi serta tingkat perkembangan kota metropolitan, kebutuhan akan hunian menjadi semakin besar dari tahun ke tahun. Menurut data Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat diperkirakan hingga tahun 2025, 60% populasi penduduk akan berada di kota-kota besar dengan angka pertumbuhan kota-kota di Indonesia mencapai 4.1% per tahunnya. Dengan rendahnya investasi di sektor infrastruktur, hanya terjadi peningkatan 3% setahun dari tahun sebelumnya, tingginya angka kepadatan penduduk semakin membebani infrastruktur dan lahan yang sudah ada. Antara tahun 2000 hingga 2010, kepadatan penduduk urban di Indonesia meningkat pesat dari 7.400 orang per kilometer persegi menjadi 9.400 orang per kilometer persegi. Sedangkan penyediaan lahan perkotaan baru untuk warga di kota kurang dari 40 meter persegi untuk tiap orangnya.

Keterbatasan lahan perumahan menyebabkan harga lahan semakin lama semakin mahal, harga rumah hunian sederhana di kota tidak dapat dijangkau oleh masyarakat kelas menengah dan bawah. Berdasarkan Survei Harga Properti Residensial yang dilakukan BI pada triwulan IV-2016, kenaikan harga rumah konvensional di Surabaya baik tipe besar sampai dengan kecil mencapai 6.61% dari tahun sebelumnya. Hal ini terjadi di kota-kota besar seperti Surabaya. Faktor inflasi juga ikut terlibat dalam kenaikan harga rumah.

Konsep hunian vertikal mampu membantu menyelesaikan masalah keterbatasan lahan serta harga yang mahal. Dengan luasan tanah yang sama, apartemen mampu menampung lebih banyak orang daripada perumahan konvensional.

Akan tetapi, pembangunan apartemen membutuhkan waktu lebih lama daripada hunian konvensional, terutama jika pembangunan menggunakan pengecoran in-situ. Harga bekisting yang mahal

menyebabkan penggunaan bekisting harus bergantian sehingga penggerjaan struktur utama seperti balok dan kolom semakin lama. Lahan proyek yang kecil dan kesulitan dalam mengkontrol kualitas beton menjadi kelemahan pengecoran in-situ. Pekerja proyek juga belum tentu memahami betul standar operasional pengecoran beton.

Beton precast dapat mengatasi permasalahan-permasalahan tersebut. Beton precast adalah beton yang dicetak di pabrik terlebih dahulu sesuai dengan kebutuhan di lapangan. Setelah beton sudah siap, beton precast dapat dikirimkan menuju proyek. Pemasangan komponen dapat segera dilaksanakan tanpa perlu menunggu waktu lama. Karena pencetakan dilakukan di pabrik, kontrol kualitas dapat dilakukan dengan baik. Dalam beberapa kasus, penggunaan beton precast dapat menghemat 55% penggunaan semen dan 40% penggunaan tulangan baja. (Yee, 2001)

Beton precast memiliki kelemahan yaitu tidak tahan terhadap gempa. Penelitian pasca gempa Northridge pada tahun 1994, gempa Kobe tahun 1995 dan gempa Wenchuan pada tahun 2008 menunjukkan bahwa banyak struktur precast yang gagal dalam gempa-gempa tersebut. Kegagalan pada umumnya disebabkan karena sifat detail sambungan yang getas diantara komponen precast, detail komponen yang buruk, serta konsep desain yang kurang tepat. (Park, 2002)

Shear-wall adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang dirancang untuk menahan gaya geser dan gaya lateral. *Shear-wall* yang terletak ditengah gedung disebut *Core-Wall*. Penggunaan *Core-Wall* dapat menutupi kelemahan beton precast. *Core-Wall* dapat menyerap beban gempa, sehingga mampu mencegah kerusakan sambungan dan mengurangi ukuran kolom pada struktur sehingga memberikan tempat yang lebih leluasa untuk penghuni apartemen.

Penggunaan *Shear-Wall* memiliki kelemahan dipemasangannya. *Shear-Wall* membutuhkan tenaga ahli dalam perencanaan dan pemasangannya. *Precast Shear-Wall* dapat

menutupi kelemahan *Shear-Wall Cast In-Situ* pada pemasangannya di lapangan. *Precast Shear-Wall* lebih mudah untuk dibuat menggunakan *precast concrete wall* yang didesain secara khusus. *Precast Shear-Wall* juga lebih efisien secara struktural dibandingkan *Shear-Wall* biasa. (Suzanne Dow Nakaki C. B., 2011)

1.2. RUMUSAN MASALAH

Dari latar belakang di atas, terdapat beberapa rumusan masalah sebagai berikut

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur apartemen One East?
2. Bagaimana menentukan pembebanan struktur apartemen One East?
3. Bagaimana perhitungan analisis struktur gempa pada perencanaan bangunan apartemen One East menggunakan sistem struktur *Precast Shear-Wall* dan *Precast Beam Column*?
4. Bagaimana mengontrol ukuran penampang sesuai peraturan ACI 318M-14?
5. Bagaimana merencanakan sambungan beton precast menggunakan sambungan tipe basah?

1.3. BATASAN MASALAH

Tugas akhir ini memiliki beberapa batasan masalah pada pokok-pokok pembahasan yaitu:

1. Tidak merencanakan arsitektur pada bangunan apartemen.
2. Tidak merencanakan penulangan pelat
3. Tidak merencanakan retaining wall pada basement
4. Tidak memperhatikan utilitas bangunan serta MEP.
5. Tidak merencanakan manajemen proyek dan biaya.
6. Struktur pelat, tangga, balok, *shear-wall*, dan kolom menggunakan beton precast

1.4. TUJUAN TUGAS AKHIR

Tugas Akhir ini memiliki beberapa tujuan yaitu:

1. Menentukan dimensi elemen struktur.
2. Menentukan pembebanan yang terjadi pada struktur utama.
3. Melakukan perhitungan analisis gempa pada perencanaan menggunakan sistem struktur *Precast Shear-Wall* dan *Precast Beam Column*.
4. Melakukan kontrol penampang sesuai dengan peraturan ACI 318M-14.
5. Merencanakan sambungan beton precast menggunakan sambungan tipe kering.

1.5. MANFAAT TUGAS AKHIR

Adapun manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk dapat mengetahui cara perhitungan desain “Apartemen One East” sehingga dapat menjadi acuan dalam perencanaan gedung apartemen terutama menggunakan metode *Dual-System* sesuai dengan peraturan terbaru ACI 318M-14.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. PENGERTIAN PRACETAK

Definisi Beton Pracetak adalah struktur beton yang dicetak di luar situs proyek yang jauh dari pusat kota sehingga lebih mudah diakses. Beton pracetak lebih mudah diaplikasikan karena tidak diperlukan pengecoran in-situ, akan tetapi perlu diperhatikan kebutuhan sambungan pada beton pracetak tersebut (Yee, 2001).

2.2. KELEBIHAN BETON PRACETAK DIBANDINGKAN DENGAN BETON *CAST IN-SITU*

Tabel 2.1. Kelebihan Beton Pracetak dibandingkan dengan Beton Cast In-Situ

Keterangan	Beton Precast	Beton <i>Cast In-Situ</i>
Kebutuhan Lahan Konstruksi	Lebih sedikit karena tidak membutuhkan penyimpanan material	Lebih banyak karena membutuhkan tempat penyimpanan material
Pelaksanaan	Tenaga kerja yang dibutuhkan harus memiliki keahlian tetapi tidak memerlukan kontrol kualitas dan koordinasi yang kompleks	Tenaga kerja yang dibutuhkan konvensional akan tetapi membutuhkan kontrol dan koordinasi pelaksanaan yang lebih kompleks
Kebutuhan bekisting	Tidak membutuhkan bekisting di tempat konstruksi	Membutuhkan bekisting
Kualitas Beton dan Akurasi Desain	Kulitas beton yang dihasilkan di pabrik lebih baik dari hasil kerja di lapangan. Akurasi desain yang diperlukan juga lebih	Bergantung pada banyak beton terutama keahlian pekerja dan pengawasan

	baik	
Cuaca	Tidak dipengaruhi faktor cuaca	Pekerjaan dipengaruhi faktor cuaca
Waktu Pelaksanaan	Mampu menghemat waktu pelaksanaan hingga 20-25%	Lebih lama
Polusi udara, suara dan kemacetan di sekitar situs konstruksi	Karena dicetak di pabrik, polusi udara dan suara di situs konstruksi dapat diminimalisir. Beton precast juga dapat ditransportasikan di luar jam kerja.	Polusi udara dan suara yang terjadi di situs konstruksi masih cukup tinggi.
Penggunaan material	Dapat menghemat 55% kebutuhan semen dan 40% kebutuhan tulangan baja	Lebih banyak
Berat mati yang lebih rendah	Karena material yang digunakan lebih sedikit, beban yang terjadi lebih sedikit	Lebih banyak

Sumber: (Yee, 2001)

2.3. ELEMEN-ELEMEN BETON PRACETAK

2.3.1. BALOK

Secara umum, balok beton precast (*precast beam*) ada 3 macam jenis berdasarkan bentuknya:

a. *Rectangular Beam*

Jenis balok ini lebih mudah diproduksi karena bentuknya persegi sehingga mampu menghemat bekisting dan waktu produksi. Balok tipe ini juga tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan.

b. *U-Shell Beam*

Jenis balok ini lebih ringan dan dapat dipakai pada bentang yang lebih panjang. Penyambungan pada balok ini lebih monolit.

c. *I-Shell Beam*

Bentuk balok I sering digunakan pada struktur *precast-prestress*.

Bentuk balok ini sangat berguna untuk ruangan luas yang membutuhkan sedikit kolom.

2.3.2. KOLOM

Kolom merupakan salah satu elemen struktur utama yang berfungsi sebagai penahan beban dari balok dan pelat lantai. Berdasarkan perkuatannya, kolom di bedakan menjadi 3

a. Kolom dengan perkuatan *steel rebar*

Kolom dengan perkuatan tulangan baja sangat sering dijumpai di dalam struktur beton. Perkuatan tulangan baja lebih murah dan lebih efektif dalam menahan beban lentur dari struktur.

b. Kolom dengan perkuatan *steel pipe*

Kolom yang diberi perkuatan pipa di bagian luarnya kurang umum ditemui di struktur beton. Jenis kolom ini memiliki keunggulan dalam pengrajaannya karena beton basah dituangkan ke dalam pipa sehingga pengrajaannya lebih cepat.

c. Kolom dengan perkuatan WF

Kolom dengan perkuatan WF atau kolom komposit cukup umum digunakan. Kelemahan dari kolom ini terletak pada harganya, harga WF jauh lebih mahal dari *steel pipe* ataupun *steel rebar*.

2.4. SHEAR-WALL

Shear-wall adalah element struktur berbentuk dinding beton bertulang yang berfungsi menahan gaya geser dan gaya lateral akibat gempa bumi pada gedung bertingkat atau bangunan tinggi. Berdasarkan fungsinya, pada umumnya *Shear-wall* dikategorikan dalam 3 macam

a. *Bearing Wall*

Dinding geser tipe ini mempunyai fungsi sebagai penahan beban gravitasi struktur.

b. *Frame Wall*

Frame Wall adalah dinding geser yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral serta gaya geser. *Frame Wall* juga befungsi sebagai pengaku struktur.

c. *Core Wall*

Core Wall adalah dinding geser yang terletak pada bagian tengah struktur, berfungsi sebagai pengaku utama struktur dalam menahan gaya lateral.

2.5. PERBANDINGAN SISTEM STRUKTUR *SHEAR-WALL* DENGAN *OPEN FRAME*.

Tabel 2.2. Perbandingan Sistem Struktur Shear-wall dengan Open Frame

Keterangan	<i>Shear-wall</i>	Open Frame
Tinggi lantai	Struktur dapat dibangun melebihi 20 lantai	Jika digunakan pada struktur yang memiliki 20 lantai atau lebih, ukuran kolom akan menjadi sangat besar
Menahan beban lateral	Struktur <i>Shear-wall</i> lebih kaku karena bersifat monolit dan memiliki Momen Inersia yang lebih besar	Sistem Open Frame tidak bersifat monolit sehingga kemampuan dalam menahan beban lateral lebih kecil
Ekonomis	Untuk pembangunan gedung dengan tinggi melebihi 20 lantai, <i>shear-wall</i> lebih ekonomis.	Untuk pembangunan struktur gedung yang kurang dari 20 lantai, struktur open frame lebih ekonomis
Menahan beban lateral sekaligus gravitasi	Penggunaan <i>Shear-wall</i> untuk menahan beban lateral sekaligus gravitasi tidak efisien (O. Esmaili, 2008)	Struktur Open Frame lebih baik dalam menahan beban lateral sekaligus gravitasi apabila gedung bertingkat tidak terlalu tinggi

Sumber: (Pradeep Pawar, 2015)

2.6. PRECAST SHEAR-WALL

Precast *Shear-wall* memiliki kemampuan yang baik untuk struktur yang tidak terlalu tinggi dan lebih mudah untuk dibuat serta lebih efisien secara struktural, akan tetapi dibutuhkan perhatian khusus dalam penyambungan precast shear-wall dikarenakan sifat struktur yang cenderung tidak monolit. (Suzanne Dow Nakaki C. B., 2011)

2.7. SAMBUNGAN ANTAR BETON PRACETAK

Terdapat berbagai macam sambungan untuk beton precast, berikut adalah beberapa sambungan yang paling umum digunakan:

2.7.1. SAMBUNGAN BALOK KE KOLOM

Terdapat berbagai macam sambungan antar balok dan kolom. Sambungan ini ada yang menggunakan sambungan basah, sambungan yang diberi grouting, dan sambungan kering, tanpa pemberian grouting.

a. Cast In-Situ Connections

Metode ini menggunakan tulangan baja dan beton untuk menyambung beton pracetak. Elemen pracetak yang sudah ditempatkan pada tempatnya, kemudian di ujung-ujungnya dilakukan pengecoran setempat. Sambungan ini memiliki kelebihan yaitu memberikan sifat monolit pada struktur beton. Terdapat berbagai macam sambungan cast in-situ connections pada peraturan ACI 318M-14. Nilai R yang mampu ditahan oleh sambungan ini mencapai 7.

b. Welded Connections

Sambungan balok kolom dengan menggunakan las membutuhkan pemasangan pelat baja yang ditanam pada daerah tulangan. Keuntungan dari penggunaan tipe sambungan ini terletak di pengrajan dan pemasangannya, karena elemen-elemennya tunggal dan berbentuk lurus, pengangkutan dan pengangkatannya lebih mudah sehingga lebih ekonomis. Kerugian sambungan ini

lebih rawan dan lebih memerlukan ketelitian dalam pengelasan.
 (Jay E. Ochs, 1993)

c. *Ductile Connectors using Bolt*

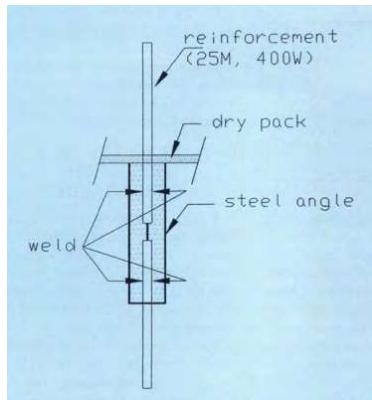
Sambungan tipe ini menggunakan baut sebagai penyambung utamanya. Sistem ini berperilaku monolit lebih baik daripada sistem las, khususnya untuk Moment Resisting Space Frame karena memberikan drift gedung 4% tanpa kehilangan kekuatan pada saat post yield cycles. (Suzanne Dow Nakaki R. E., 1996)

2.7.2. SAMBUNGAN ANTAR SHEAR WALL PRACETAK

Terdapat beberapa macam sambungan antar shear wall pracetak, antara lain:

a. Horizontal Connection using Reinforcing Bar Welded to Steel Angle

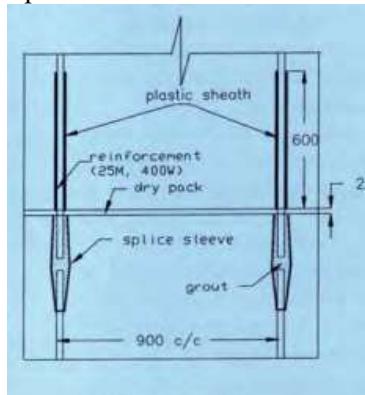
Sambungan tipe ini biasanya digunakan oleh industri precast concrete di Kanada. Tulangan besi sambungakan dengan siku besi ukuran 75 x 75 x 10 mm dengan cara dilas. Setelah di las, celah yang ada diisi dengan drypack. Sambungan tipe ini memiliki daktilitas mencapai nilai 5. (Soudki, Rizkalla, & Leblanc, 1995)



Gambar 2.1. Connection using Reinforcing Bar Welded to Steel Angle

b. Horizontal Connection using Partially Unbonded Reinforcing Bar with NMB Splice Sleeve

Sambungan tipe ini menggunakan tulangan yang di sambungan dengan menggunakan NMB Splice Sleeve sesuai dengan ukuran tulangannya. Kemudian pada bagian atas sambungan diberikan plastic sheathing dengan panjang yang direncanakan yaitu 600 mm. Sambungan tipe ini memiliki daktilitas mencapai nilai 6.



Gambar 2.2. Connection Using Partially Unbonded Reinforcing Bar with NMB Splice Sleeve

2.8. FILOSOFI PERANCANGAN

Filosofi perancangan bangunan sipil adalah perancangan struktur yang dapat menyalurkan beban menuju pondasi tanpa mengalami keruntuhan. Untuk struktur gedung yang mampu menahan gempa harus di desain mampu menahan deformasi lateral sehingga mampu berdeformasi daktail. Struktur daktail adalah struktur yang mampu mengalami simpangan yang besar pasca fase elastis, sehingga struktur mampu tetap bertahan walaupun sudah berada di ambang keruntuhan.

Falsafah perancangan bangunan tahan gempa adalah

1. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non – structural (dinding

- retak, genting, langit – langit jatuh, dsb) maupun komponen strukturalnya (kolom dan balok retak, pondasi ambles, dsb).
2. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non – strukturalnya (sekunder) akan tetapi komponen struktural (utama) tidak boleh rusak
 3. Bangunan dapat menahan gempa bumi kuat tanpa mengalami keruntuhan total bangunan, walaupun bagian komponen struktural (utama) sudah mengalami kerusakan atau mencapai peleahan. akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar ke tempat yang aman.

Perencanaan menggunakan Dual-Sistem memiliki filosofi bahwa gaya gempa sekurang-kurangnya 25% dipikul oleh struktur Open Frame sedangkan sisanya dipikul oleh *Shear-Wall*, sehingga defleksi lateral yang terjadi pada open-frame dan *shear-wall* terjadi bersamaan.

Perancangan struktur Open-Frame dan Sambungan-Balok kolom di Tugas Akhir ini menggunakan filosofi ***Strong Column Weak Beam*** dimana kelelahan terjadi pada balok diharapkan terjadi lebih dahulu daripada kelelahan pada kolom (Park, 1993). Sehingga pada saat terjadi keruntuhan, penghuni dapat menyelamatkan diri.

Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.6.2 Kuat Lentur kolom harus memenuhi persamaan :

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

Dimana M_{nc} adalah momen nominal kolom, sedangkan M_{nb} adalah momen nominal balok.

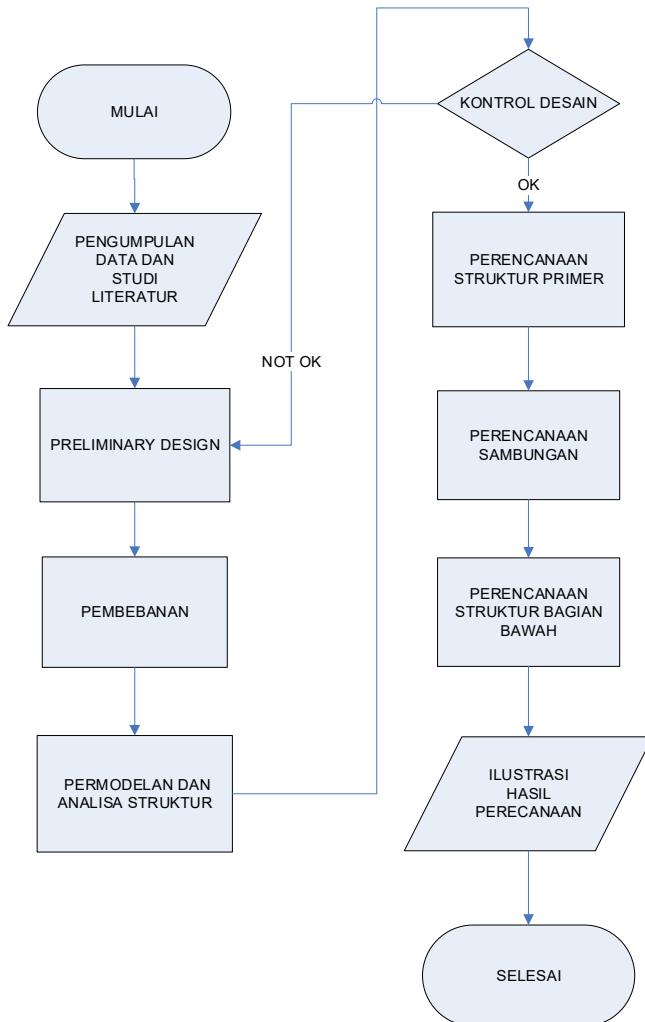
BAB III

KONSEP PERENCANAAN

3.1. UMUM

Dasar-dasar perencanaan mencakup segala sesuatu baik berupa data-data teknis lapangan, asumsi perencanaan dan metode-metode yang digunakan dalam merencanakan yang dapat dimanfaatkan. Struktur bangunan asli dari Apartemen ONE EAST Surabaya adalah sistem beton konvensional (beton bertulang biasa). Tugas akhir ini bertujuan untuk merencanakan struktur bangunan aslinya dengan menggunakan metode pracetak pada balok dan kolom serta penambahan shearwall pracetak Data dari bangunan asli yang digunakan meliputi gambar denah, data tanah, tinggi dan ukuran kolom, luasan lantai, tinggi total struktur, dimensi arah panjang dan arah lebar serta data-data lainnya.

3.2. DIAGRAM ALIR PERENCANAAN TUGAS AKHIR



Gambar 3.1. Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3. DATA PERENCANAAN

Data Umum Bangunan

1. Nama Gedung : Apartemen One East
2. Lokasi : Jalan Ir. Soekarno, Surabaya
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah Lantai : 20 lantai dan 1 basement
5. Tinggi Bangunan : 76 meter
6. Struktur Utama : Dual System menggunakan Precast Shear-Wall dan Precast Balok serta Kolom
7. Mutu Beton : $f_c' = 40 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ Mpa}$

3.4. STUDI LITERATUR

Untuk menyelesaikan tugas akhir ini, dilakukan studi literatur melalui buku dan peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia, buku yang digunakan dalam merencanakan tugas akhir ini adalah

1. Brown, R. H. & McCormac, J. C., 2014. Design of Reinforced Concrete. 9th ed. Danvers: John Wiley & Sons.
2. Precast Concrete Institute, n.d. PCI Design Handbook Precast adn Prestressed Concrete. 6th ed. Chichago: PCI Industry Handbook Committee.
3. Negro, P. & Toniolo, G., 2012. Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions, Ispra: Joint Research Centre of European Commission.

Sedangkan peraturan-peraturan yang digunakan adalah

1. PPIUG 1983, Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung
2. SNI 03-1727:2012, Tata Cara Prehitungan Pembebatan untuk Bangunan Gedung
3. SNI 1726:2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung
4. SNI 2847:2013, Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung

5. ACI 318-M14 Building Code Requirements For Structural Concrete

3.5. METODE PELAKSANAAN

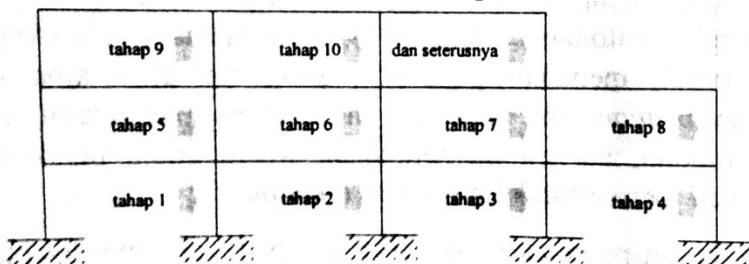
Proses penyatuan komponen beton pracetak menjadi satu kesatuan bangunan yang utuh dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain :

- System struktur bangunan.
- Jenis alat sambung yang digunakan.
- Kapasitas alat angkat crane yang tersedia.
- Kondisi lapangan.

Metode yang dapat digunakan dapat dibedakan menjadi dua, yaitu metode vertical dan metode horizontal. Namun, dalam tugas akhir ini penulis akan menggunakan metode horizontal.

3.5.1. METODE HORIZONTAL

Penyatuan komponen beton pracetak dengan metode horizontal adalah proses erection yang pelaksanaannya tiap satu lantai (arah horizontal bangunan). Metode ini digunakan untuk struktur bangunan yang terdiri dari komponen kolom precast dengan sambungan pada tempat-tempat tertentu. Sambungan pada metode ini tidak harus segera dapat berfungsi sehingga tersedia waktu yang cukup untuk penerasan beton. Sambungan yang cocok untuk metode ini adalah cor ditempat.



Gambar 3.2. Metode Erection Arah Horizontal

3.5.2. PENGANGKATAN ELEMEN PRACETAK

Pada saat elemen pracetak dipindah menggunakan angkur, terjadi momen pada tengah bentang dan tumpuan akibat beban sendiri, jadi perlu direncanakan tulangan angkat pada elemen pracetak. Dengan mempertimbangkan gaya dinamis yang terjadi pada saat pengangkatan, diperlukan angka pengali untuk beban statis kivalen seperti berikut

Tabel 3.1. Pengali Gaya Pengangkatan Pracetak

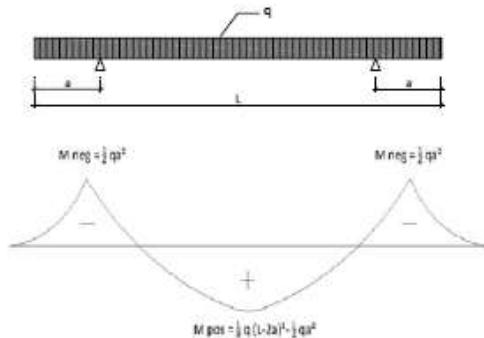
Pengangkatan Bekisting	1.7
Pengangkatan ke Tempat Penyimpanan	1.2
Transportasi	1.5
Pemasangan	1.2

Sumber : (Precast Concrete Institute, 2004)

3.5.2.1. Pengangkatan balok

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak

Untuk menentukan letak titik angkat (a), kita dapat memodelkan balok dengan model seperti berikut ini.



Gambar 3.3. Model Pembebaan dan Bidang Momen pada Balok

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2}q \cdot a^2 \\ M_2 &= \frac{1}{8}\left(q(L-2a)^2 - \frac{1}{2}q \cdot a^2\right) \\ \frac{1}{2}q \cdot a^2 &= \frac{1}{8}\left(q(L-2a)^2 - \frac{1}{2}q \cdot a^2\right) \\ 4a^2 + 4aL - L^2 &= 0 \end{aligned}$$

Dengan model seperti itu, bidang momen akibat sejarak “a” dapat diketahui. Bidang momen di tumpuan dan di tengah bentang di substitusi sehingga didapatkan jarak “a” tersebut. Setelah jarak “a” sudah ditentukan, pengangkatan balok tersebut dimodelkan di SAP 2000 untuk melihat gaya-gaya dalam (M,D,N) sehingga luas tulangan yang dibutuhkan (As) dapat diketahui.

3.5.2.2. Pengangkatan Kolom

Saat pengangkatan kolom pracetak, beban yang bekerja adalah berat sendiri kolom pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen. Dan ada dua hal juga yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan

angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.

Untuk menentukan letak titik angkat (a), kita dapat memodelkan balok dengan model seperti gambar 3.5 berikut.

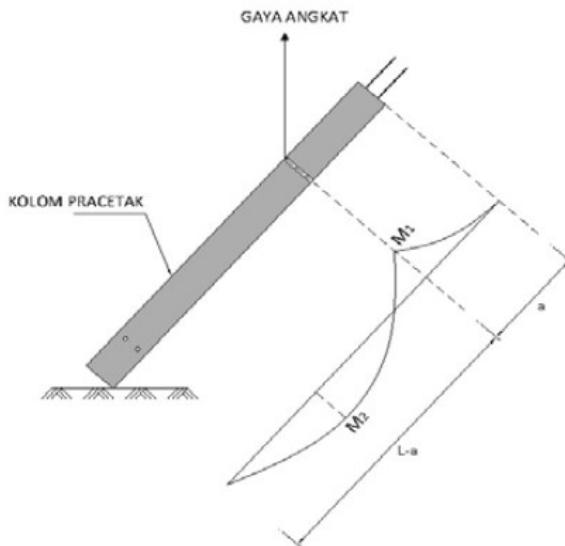
$$M_1 = \frac{1}{2}q \cdot a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{2}q(L-a) - \left(\frac{\frac{1}{2}L^2 - 2aL}{L-a} \right)^2 = \left(\frac{qL^2 - 2q \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2}q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \frac{q(L^2 - aL)}{(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

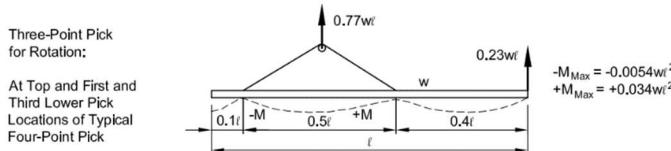


Gambar 3.4. Model Pembebaan dan Bidang Momen pada Kolom

Dengan model seperti itu, bidang momen akibat sejarak “a” dapat diketahui. Bidang momen di tumpuan dan di tengah bentang di substitusi sehingga didapatkan jarak “a” tersebut. Setelah jarak “a” sudah ditentukan, pengangkatan balok tersebut dimodelkan di SAP 2000 untuk melihat gaya-gaya dalam (M,D,N) sehingga luas tulangan yang dibutuhkan (A_s) dapat diketahui.

3.5.3. PENGANGKATAN SHEAR WALL

Pengangkatan Shear Wall Precast juga perlu diperhatikan karena terjadi momen akibat pengangkatan beban dalam bentuk beban terpusat yang menyebabkan terjadinya momen pada shearwall. Dengan metode three-point pick, terjadi momen positif dan negatif sesuai dengan



Gambar 3.5. Metode Pengangkatan Three-Point Pick

Dengan mengetahui momen yang akan terjadi dan memperhatikan tulangan yang dipasang pada shear-wall, kita dapat diantisipasi crack yang mungkin terjadi pada shear wall

3.5.4. PERALATAN ERECTION

Peralatan yang dibutuhkan untuk menyatukan komponen beton pracetak tergantung dari tinggi bangunan yang akan dilaksanakan. Pada tugas akhir ini, bangunan yang direncanakan memiliki 15 lantai. Bangunan menengah dengan jumlah tingkat lima sampai dengan enam belas lantai, peralatan yang dapat digunakan adalah:

- Portable tower crane atau fixed tower crane
- Crawler crane (140 – 200 ton)
- Rubber-tired truck crane (125-140 ton)

3.5.3. TRANSPORTASI ELEMEN BETON PRACETAK

System transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan betook pracetak di area pabrik.
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek.
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir.

Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton.

3.6. PRELIMINARY DESIGN

Sebelum melakukan perencanaan pembebatan perlu dilakukan preliminary design dari struktur primer dan sekunder

3.6.3. PRELIMINARY DESIGN PLAT LANTAI

Sesuai SNI 2847-2013, tebal minimum pelat satu dua arah adalah

- a. Untuk $\alpha_{tm} \leq 0.2$ harus menggunakan tabel 9.5.3.2
- b. Untuk α_{tm} lebih besar dari 0.2 tetapi tidak lebih dari 2, h tidak boleh kurang dari

$$h_1 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- c. Untuk $\alpha_{tm} \leq 2$ ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari

$$h_1 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

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

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

3.6.4. PRELIMINARY DESIGN BALOK

Penentuan tinggi balok minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a) . Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung) Lebar balok besarnya diambil 2/3 dari nilai h_{min} .

3.6.1. Preliminary Design Kolom

Penentuan design kolom dihitung berdasarkan beban tekan yang dipikul oleh kolom tersebut dengan rumus

$$A_{min} = 3 * \frac{P}{fc'}$$

$$b^2 = 3 * \frac{P}{fc'}$$

3.7. PEMBEBANAN

3.7.1. BEBAN MATI

Beban Mati adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri dari struktur utama, didasarkan pada PPIUG-1983

3.7.2. BEBAN MATI TAMBAHAN

Beban Mati Tambahan adalah beban mati yang terjadi akibat berat sendiri dari struktur sekunder seperti plat dan tembok yang di dasarkan dari PPIUG-1983

3.7.3. BEBAN HIDUP

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Besar beban hidup yang terjadi di apartemen sesuai SNI 1727:2013 adalah

- a. Untuk Ruang Pribadi dan Koridor yang melayani Ruang Pribadi sebesar 1.92 kN/m^2
- b. Untuk Ruang Publik dan Koridor yang melayani Ruang Publik sebesar 4.79 kN/m^2
- c. Untuk Atap yang digunakan untuk taman sebesar 4.79 kN/m^2

3.7.4. BEBAN GEMPA

Beban yang diakibatkan oleh gaya gempa yang terjadi secara horizontal pada struktur utama. Perencanaan beban gempa didasarkan dari SNI 1726:2012. Data yang diperlukan untuk menentukan beban gempa yang terjadi pada struktur adalah data tanah situs serta berat struktur total. Beban gempa yang terjadi pada struktur adalah

$$V = Cs * W$$

Dimana nilai Cs ditentukan dari

$$Cs = \frac{S_{ds} * I}{R}$$

R = Koefisien modifikasi respon struktur

I = Faktor kepentingan struktur

3.8. PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Pada tugas akhir ini, penulangan struktur sekunder yang direncanakan adalah penulangan balok anak serta tangga.

3.8.1. PERENCANAAN BALOK ANAK

Beban yang diterima oleh pelat akan didistribusikan ke balok anak. Beban tersebut dihitung sebagai beban ekivalen trapezium, segitiga dan dua segitiga. Selanjutnya, dari hasil gaya dalam yang terjadi pada balok anak tersebut akan digunakan untuk perencanaan penulangan lentur dan geser. Untuk penentuan dimensi balok anak perhitungan sama dengan perhitungan balok induk mengacu pada berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 Tabel 9.5(a).

3.8.2. PERENCANAAN TANGGA

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana,

$$t = \text{tinggi injakan}$$

$$i = \text{lebar injakan}$$

$$\alpha = \text{sudut kemiringan tangga (} 25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{)}$$

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan pelat bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol). Perencanaan tebal tangga ditentukan sesuai ketentuan dalam perhitungan dimensi awal pelat.

3.9. PERMODELAN DAN ANALISA STRUKTUR

Permodelan dan analisa struktur dibutuhkan untuk mendapatkan gaya-gaya yang terjadi pada struktur primer seperti balok serta kolom. Permodelan dilakukan menggunakan program ETABS. Pada permodelan gempa, nilai R menggunakan nilai daktilitas terkecil yang dimiliki sambungan yaitu 6.

3.10. PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

Perencanaan struktur utama meliputi perencanaan tulangan pada struktur balok serta kolom serta penulangan shearwall

3.10.1. PERENCANAAN TULANGAN LENTUR BALOK

Perencanaan penulangan lentur balok didasarkan pada SNI 2847:2013 dengan mempertimbangkan rasio tulangan minimal dan maksimal pada balok.

Perhitungan tulangan minimum adalah $\rho_{min} = 0.002$

Perhitungan tulangan maximum adalah $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$

$$\text{dimana } \rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f' c}{f_y} * \frac{600}{600+f}$$

Perhitungan tulangan yang dibutuhkan balok adalah

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

dengan nilai $m = \frac{fy}{0.85 f'c}$ dan $Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2}$

Nilai dari ρ harus memenuhi $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Untuk mendapatkan area total tulangan, digunakan rumus $As = p * b * d$

3.10.2. PERENCANAAN TULANGAN GESER BALOK

Terlebih dahulu direncanakan kapasitas geser balok sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1

$$Vc = 0.17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

Kemudian dari Vu dari hasil permodelan di bandingkan dengan nilai Vc

- Apabila nilai Vu $\leq 0.5 \phi Vc$ maka tidak diperlukan tulangna geser.
- Apabila nilai Vu memenuhi $0.5 \phi Vc < Vu \leq \phi Vc$, maka diperlukan tulangan geser minimum. Perhitungan tulangan geser minimum adalah $A_{v\ min} = \frac{b_w * S}{3 * fy}$ dengan nilai $S_{maks} \leq \frac{d}{2}$ dan $S_{maks} \leq 600\text{mm}$
- Apabila nilai Vu memenuhi $\phi Vc < Vu \leq \phi(Vc + (\frac{1}{3} b_w * d))$, maka diperlukan tulangan geser minimum. Perhitungan tulangan geser minimum adalah $A_{v\ min} = \frac{b_w * S}{3 * fy}$ dengan nilai $S_{maks} \leq \frac{d}{2}$ dan $S_{maks} \leq 600\text{mm}$
- Apabila nilai Vu memenuhi $\phi(Vc + (\frac{1}{3} b_w * d)) < Vu \leq \phi(Vc + (\frac{1}{3} \sqrt{f'c} * b_w * d))$, maka diperlukan tulangan geser dengan nilai $\phi V s_{pertu} = Vu - \phi Vc$, kemudian kebutuhan

luasan tulangan dihitung dengan $Av = \frac{Vs*S}{f_y*d}$, dengan nilai $S_{maks} \leq \frac{d}{4}$ dan $S_{maks} \leq 300mm$

3.10.3. PERENCANAAN TULANGAN LENTUR KOLOM

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari permodelan SAP2000, didapatkan momen dan gaya axial yang terjadi pada kolom tersebut. Gaya-gaya tersebut menjadi input pada program bantu PCACol untuk mendapatkan tulangan lentur.

Luas tulangan memanjang A_{st} tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau $0.06A_g$

3.10.4. PERENCANAAN TULANGAN GESEN KOLOM

Spasi tulangan geser kolom tidak boleh melebihi

- Enam kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil
- $s_o = 100 + \frac{350-h_x}{3}$
- Seperempat dimensi terkecil kolom

3.10.5. PERENCANAAN SHEAR-WALL

Dari data dan hasil perhitungan permodelan SAP2000, didapatkan gaya geser yang terjadi akibat gempa, gaya tersebut diperhitungkan untuk mengkontrol ketebalan dinding shearwall dengan persamaan

$$Vn = 10\sqrt{f'_c} * h * d$$

$$Vu \leq \phi Vn$$

Kemudian dihitung kemampuan geser dari dinding tersebut apakah mampu menahan gaya geser yang terjadi pada bangunan dengan perhitungan sebagai berikut

$$Vc = 0,25 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{Nu * d}{4 * l_w}$$

atau

$$Vc = \left[\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{2} + \frac{l_w(\lambda\sqrt{f'_c}) + 2Nu/l_w h}{(Mu/Vu) - (l_w/2)} \right] * \frac{h * d}{10}$$

Dimana

$$\lambda = 1$$

$f'c$ = mutu beton yang direncanakan

Nu = faktor gaya axial terhadap shearwall

l_w = lebar dari shearwall

d = tinggi shearwall

Mu = momen yang terjadi di shearwall yang memiliki poros pada dasar shearwall, jarak momen ini ditentukan dari nilai terkecil $l_w/2$ atau $d/2$ dari atas shearwall

Apabila $\frac{\phi Vc}{2} < Vu$ diperlukan tulangan geser horizontal, dimana penetruan tulangan geser dihitung berdasarkan

$$Vu = \phi Vc + \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

Dengan jarak maksimal s adalah $l_w / 5$ dan rasio tulangan geser minimum 0.0025

Kemudian dihitung juga penulangan geser vertikal dengan rasio minimum

$$\rho_{l \min} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

Dari rasio tersebut ditentukan pula nilai spacing yang tidak boleh lebih dari $l_w/3$

Kemudian direncanakan juga tulangan lentur dengan perhitungan seperti pada balok dan pelat

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

dengan nilai $m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$ dan $Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$

3.11. PERENCANAAN SAMBUNGAN

Dalam perencanaan sambungan, perlu diperhatikan bahwa sambungan harus mampu menyatukan komponen secara keseluruhan sehingga struktur bersifat monolit. Sesuai ACI 318-M14 pasal 18.9.2.1 dan 18.9.2.2 sambungan harus memenuhi kriteria berikut

$$V_n \geq 2V_e$$

Dimana,

V_n = Kekuatan Geser Nominal

V_e = Kekuatan Geser actual

Untuk sambungan strong connection, harus memenuhi

$$\phi S_n \geq 1.4 S_e$$

Dimana,

S_n = Kekuatan lentur, geser, atau aksial momen sambungan

S_e = Momen, geser, atau gaya aksial pada sambungan yang terkait dengan pembentukan kuat mungkin dilokasi leleh yang diharapkan

Untuk sambungan antar kolom harus memenuhi,

$$\phi M_n \geq 0.4 M_p$$

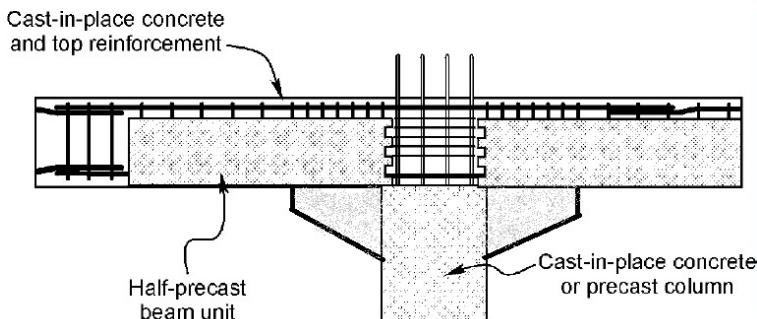
Dimana,

M_n = Kekuatan lentur nominal pada penampang

M_p = Kekuatan lentur mungkin komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial

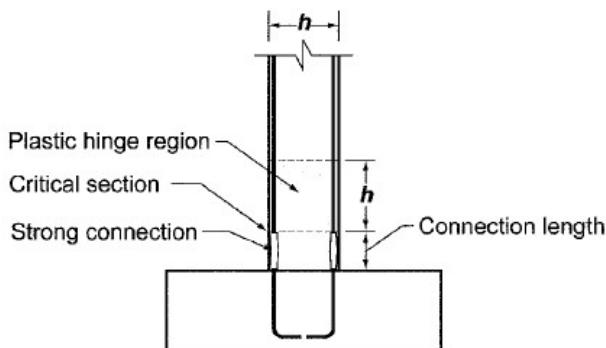
3.11.1. SAMBUNGAN BALOK-KOLOM

Pada sambungan balok terhadap kolom, digunakan sambungan basah. Sambungan tipe ini menggunakan corbel sebagai penumpu awal kemudian half-precast beam unit tumpukan pada corbel tersebut. Setelah corbel terpasang, pelat half slab ditumpukan pada balok kemudian dilakukan pengecoran overtopping agar struktur menjadi monolith.



Gambar 3.6. Sambungan Basah pada Balok Menuju Kolom

3.11.2. SAMBUNGAN KOLOM-PONDASI SERTA SHEAR WALL - PONDASI

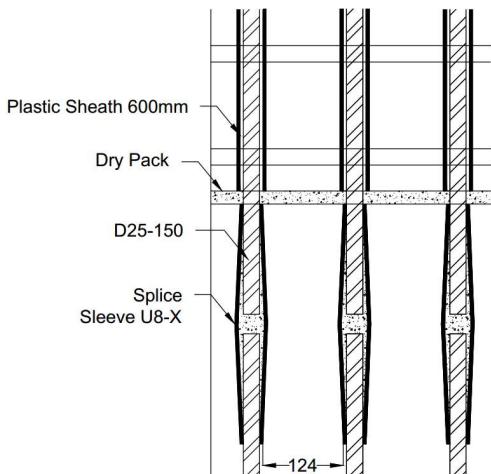


Gambar 3.7. Sambungan Basah Sesuai ACI 318M-14

Sambungan Kolom dengan Pondasi menggunakan sambungan basah berupa tulangan yang digROUTING dengan beton tanpa susut. Kegagalan yang sering terjadi pada sambungan tipe ini adalah tertariknya tulangan dikarenakan momen dan gaya aksial serta geser yang terjadi.

3.11.3. SAMBUNGAN ANTAR SHEAR WALL PRACETAK

Sambungan yang digunakan antara Shear Wall adalah sambungan basah dari tulangan baja yang di-*grouting* dengan menggunakan beton tanpa susut ke dalam shearwall, yang kemudian diberi lagi perkuatan berupa plastic sheath.

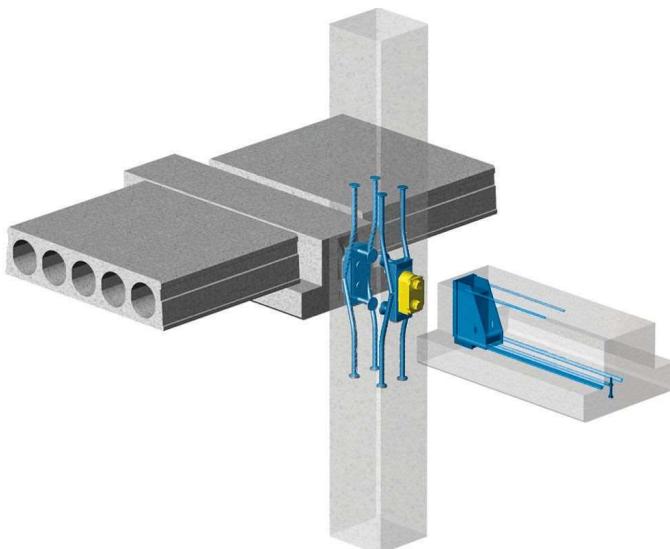


Gambar 3.8. Sambungan Antar Shear Wall Pracetak

Pemberian plastic sheath terbukti mampu memperkuat kemampuan deformasi tanpa mempengaruhi kekuatan sambungan. Pada tipe sambungan ini sering terjadi spalling pada drypack serta keretakan maupun pull-out pada tulangan. (Soudki, Rizkalla, & Leblanc, 1995)

3.11.4. SAMBUNGAN SHEAR-WALL PRACETAK DENGAN BALOK

Sambungan Shear-Wall dengan Balok menggunakan sambungan yang disediakan oleh Peikko Grup, dengan menggunakan PCs Corbel dan PC Beam Shoe.



Gambar 3.9. Sambungan Shear-Wall ke Balok Pracetak

3.12. PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH

3.12.1. PERENCANAAN BASEMENT

Dinding pada basement harus di rancang agar kokoh dan kuat, mengingat fungsinya sebagai retaining wall (penahan beban tekanan tanah dan air). Namun pada tugas besar kali ini, dinding basement tidak dijadikan sebagai retaining wall, karena yang akan menahan beban tekanan tanah dan air adalah tiang pancang di sekitar basement. Sehingga tekanan tanah dan air hanya akan membebani tiang pancang tersebut. Ketebalan dinding beton untuk basement berkisar antara 15-17.5 cm, bergantung pada kedalaman basementnya.

Struktur basement direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan cor dilokasi. Adapun persyaratan yang lain sebagai berikut :

Pelat Lantai *Basement*

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dhitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 03-2847-2013.

3.12.2. PERENCANAAN PONDASI

Pada prosesnya, semua gaya gravitasi baik beban mati akibat beban sendiri maupun beban hidup akan disalurkan melalui kolom menuju ke pondasi. Umumnya ada 2 macam pondasi yang digunakan dalam konstruksi gedung berdasarkan pada kekuatan tanah di sekitarnya dan tinggi gedung. Pondasi dalam digunakan pada gedung-gedung sederhana, sedangkan untuk gedung-gedung tinggi, digunakan pondasi dalam seperti pondasi tiang pancang dan Bore Pile.

Pondasi gedung pada tugas akhir ini direncanakan menggunakan tiang pancang pancang pracetak dengan perhitungan menggunakan teori Luciano Decourt.

Untuk perhitungan daya dukung vertical digunakan rumus sebagai berikut

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = N_p + K$$

$$Q_s = q_s * A_s$$

$$Q_s = \left(1 + \frac{N_s}{3}\right) * A_s$$

Kemudian dilakukan perhitungan jumlah tiang pancang yang diperlukan menggunakan rumusan

$$n = \frac{\sum P_u}{P \text{ ijin}}$$

Dengan jarak antar tiang diambil

$$S \geq \frac{1.57(D)min - 2D}{m + n - 2}$$

Kemudian dikontrol efisiensi tiang dengan rumus

$$\eta = 1 - \theta * \frac{(n - 1) * m + (m - 1) * n}{90 * m * n}$$

Dimana $\theta = \text{act } \tan^{-1} \frac{D}{S}$

Setelah mendapatkan efisiensi tiang, dilakukan kontrol kekuatan taing dengan membandingkan antara gaya axial ultimate dengan gaya aksial maksimal tiang

Dimana

$$P_{ult} \geq P_{maks}$$

Dengan

$$P_{maks} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My * X \max}{\sum x^2} + \frac{Mx * Y \max}{\sum y^2}$$

$$P_{ult} = \eta * Pu \text{ tiang}$$

Setelah mendapatkan jumlah tiang pancang beserta ukurannya, dilakukan perencanaan pilecap dengan kontrol geser ponds, sesuai dengan SNI 2847:13 dimana kekuatan geser beton diambil yang terkecil dari

- $Vc = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$
- $Vc = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$
- $Vc = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$

Dimana

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pilecap

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

α_s = 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom tengah

= 20 untuk kolom pojok

Nilai dari ϕVc harus lebih besar atau sama dengan P_u

3.13. ILUSTRASI HASIL PERENCANAAN

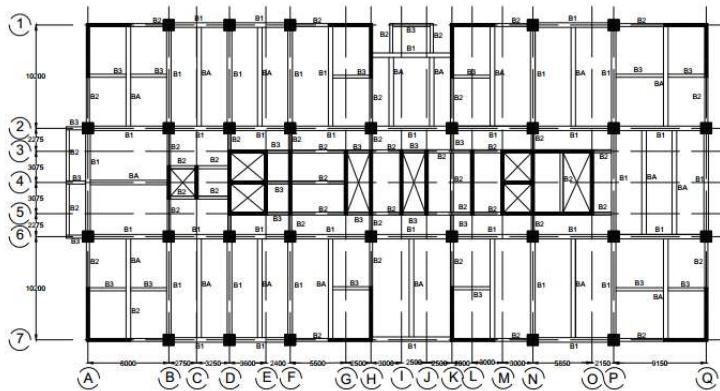
Hasil dari perencanaan kemudian digambar dengan detailing menggunakan program bantu AutoCad.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

Preliminary design merupakan rancangan awal yang digunakan untuk merencanakan dimensi struktur suatu bangunan. Perencanaan awal diitung berdasarkan peraturan dan pedoman yang sudah ada yaitu SNI 1727:2013. Komponen yang dihitung antara lain balok induk, balok anak, ketebalan pelat dan ukuran kolom. Preliminary design hanya memberikan perkiraan ukuran struktur awal, nilai dari preliminary design bisa diganti di pada tahap selanjutnya sesuai dengan kontrol-kontrol sesuai peraturan yang berlaku.



Gambar 4.1. Denah Apartemen One East

4.1. DATA PERENCANAAN

Perencanaan Gedung One East menggunakan beton precast bertulang untuk struktur gedung. Berikut adalah data-data perencanaan struktur gedung

- Tipe Bangunan : Apartemen
- Lokasi : MERR, Surabaya
- Ketinggian Lantai : 1-20 Lantai dengan ketinggian 3.5 meter
- Tinggi Bangunan : 76 meter

- Mutu Beton : 40 MPa
- Mutu Tulangan : 420 MPa

4.1.1. PEMBEBANAN

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati
 - Berat sendiri beton : 2400 kg/m³
 - Tanah : 2000 kg/m³
 - Adukan finishing : 2100 kg/m³
 - Keramik : 2600 kg/m³
 - Dinding setengah bata : 250 kg/m²
 - Plafond : 11 kg/m²
 - Penggantung : 7 kg/m²
 - Plumbing + Ducting : 25 kg/m²
- Beban Hidup (SNI 1727:2013)
 - Lantai Atap : 100 kg/m²
 - Lantai Hunian : 200 kg/m²
 - Parkiran : 400 kg/m²
 - Pelat Tangga : 300 kg/m²

2. Beban Gempa

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

4.1.2. PERENCANAAN BALOK

Penentuan tinggi balok ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5. Bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan control lendutan pada balok. Persyaratan dapat dilihat pada Gambar 4.1.

Tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, <i>h</i>			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menempu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8

CATATAN:
Panjang bentang dalam mm.
Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagaimana berikut:
(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*, w_e , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_e)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
(b) Untuk f_c selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_c/700)$.

Gambar 4.2. Tebal Minimum Balok Sesuai SNI

Perencanaan dimensi balok induk untuk mutu beton 40 MPa dan mutu tulangan 420 MPa direncanakan sebagai balok dengan kedua ujung menerus sehingga menggunakan perumusan

$$h = \frac{l}{21} \quad b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

l = Panjang Balok (mm)

h = Tinggi Balok (mm)

b = Lebar Balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang beragam, akan tetapi karena gedung ini direncanakan menggunakan beton precast sehingga agar efisien direncanakan menggunakan 5 tipe

Tabel 4.1. Tabel Preliminary Balok

Panjang (mm)	Tinggi (mm)	Lebar (mm)	Tinggi Pakai (mm)	Lebar Pakai (mm)
10700	713	476	750	500
6000	533	356	550	400

4.1.3. PERENCANAAN TEBAL PELAT

Berdasarkan denah yang ada pada gedung One East, jenis pelat yang direncanakan adalah pelat satu arah, yaitu pelat dengan rasio panjang dan lebarnya lebih dari 2. Pada pelat satu arah,

pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok yang lebih panjang dan hanya sebagian kecil yang akan diteruskan pada gelagar pemikul yang lebih pendek.

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut

- Mutu Beton : 40 MPa
- Mutu Tulangan : 420 MPa

Sesuai dengan Gambar 4.1 ketebalan pelat minimum dengan kedua ujung menerus adalah $h_{min} = \frac{l}{21}$ sehingga

Tabel 4.2. Hasil Preliminary Tebal Pelat

Panjang (mm)	Tinggi (mm)	Tinggi Pakai (mm)
4000	190	200
3000	143	150

Ketebalan pelat sampai dengan 200 mm, karena pelat terlalu tebal dilakukan perhitungan lendutan sesuai SNI 2847:2013 sehingga ketebalan yang diambil 150 mm.

4.1.4. PERENCANAAN KOLOM

Dalam perencanaan kolom, biasanya pemilihan kolom yang akan dilakukan preliminary adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar.

Menurut SNI 2847-2013, kolom harus direncanakan mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Luasan penampang kolom dihitung berdasarkan

$$A = \sqrt{\frac{3 \times P}{f'c}}$$

Dimana

A = Area Kolom

P = Gaya tekan yang diterima oleh kolom

f'_c = Kuat tekan beton

Untuk kolom direncanakan ada 2 tipe, kolom I dan kolom II yang dikategorikan lagi dalam 2 tipe yaitu atas dan bawah

a. Kolom IA

Direncanakan :

Dimensi Balok Memanjang	= 50/75 cm
Dimensi Balok Melintang	= 40/55 cm
Tebal Pelat	= 15 cm
Ukuran Pelat yang Ditopang	= $10.3 \times 7.5 \text{ m}^2$

Maka:

Tabel 4.3. Perhitungan Preliminary Kolom

Beban	Panjang	Lebar	Tinggi	Massa Jenis	Tingkat	Jumlah
Kolom diatasnya	0.75	0.75	3.5	2400	10	47250
Balok Induk	10.7	0.5	0.6	2400	10	77040
Balok Anak	8	0.4	0.4	2400	10	30720
Dinding Shear Wall	4	0.3	3.5	2400	10	100800
Pelat	10.3	7.5	0.15	2400	10	278100
Spesi Pelat	10.3	7.5	2	21	10	32445
Aspal	10.3	7.5	1	14	1	1081.5
Plumbing	10.3	7.5	1	7	10	5407.5
Pipa Ducting	10.3	7.5	1	18	10	13905
Beban Hidup Atap	10.45	8	1	100	1	8360
Beban Hidup Lantai	10.45	8	1	200	9	150480
						745589

Dengan menggunakan rumus di atas, kita dapatkan

$$A = \sqrt{\frac{3 \times 745589}{400}}$$

$$A = 5591.918 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 74.779 \text{ cm}$$

$$b_{pakai} = 75 \text{ cm}$$

b. Kolom IB

Direncanakan :

Dimensi Kolom diatasnya	= 75/75 cm
Dimensi Balok Memanjang	= 50/75 cm
Dimensi Balok Melintang	= 40/55 cm
Tebal Pelat	= 15 cm

Ukuran Pelat yang Ditopang = $10.3 \times 7.5 \text{ m}^2$

Maka:

Tabel 4.4. Perhitungan Preliminary Kolom

Beban	Panjang	Lebar	Tinggi	Massa Jenis	Tingkat	Jumlah
Kolom diatasnya	0.75	0.75	3.5	2400	10	47250
Kolom diatasnya	1	1	3.5	2400	10	84000
Balok Induk	10.7	0.5	0.6	2400	20	154080
Balok Anak	8	0.4	0.4	2400	20	61440
Dinding Shear Wall	4	0.3	3.5	2400	20	201600
Pelat	10.3	7.5	0.15	2400	20	556200
Spesi Pelat	10.3	7.5	2	21	20	64890
Aspal	10.3	7.5	1	14	1	1081.5
Plumbing	10.3	7.5	1	7	20	10815
Pipa Ducting	10.3	7.5	1	15	20	23175
Beban Hidup Atap	10.7	8	1	100	1	8560
Beban Hidup Lantai	10.7	8	1	200	19	325280
						1538372

Dengan menggunakan rumus di atas, kita dapatkan

$$A = \sqrt{\frac{3 \times 1538372}{400}}$$

$$A = 11537.79 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 107.41 \text{ cm}$$

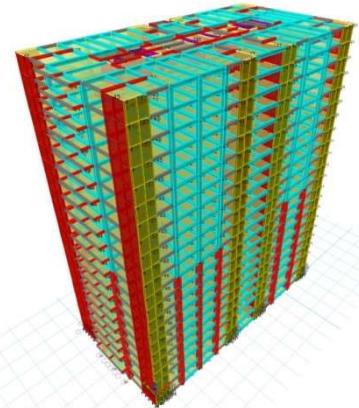
$$b_{pakai} = 100 \text{ cm}$$

BAB V

PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

5.1. 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, PPIUG 1983 dan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.



Gambar 5.1. Permodelan ETABS

5.2. PERMODELAN STRUKTUR

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur. Struktur permodelan gedung memiliki total 22 lantai (1 lantai berupa Basement) dengan tinggi total gedung ± 75 meter. Lokasi gedung dimodelkan berada di Surabaya.

5.3. PEMBEBANAN GRAVITASI

Pembebanan gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang diperhitungkan berupa

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton : 2400 kg/m³
 - Adukan Finishing : 2100 kg/m³
 - Tegel : 2400 kg/m³
 - Dinding Setengah Bata : 250 kg/m²
 - Plafond : 11 kg/m²
 - Penggantung : 7 kg/m²
 - Plumbing + Ducting : 25 kg/m²
- Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)
 - Lantai Atap : 100 kg/m²
 - Lantai Apartment : 200 kg/m²
 - Lantai Parkir : 200 kg/m²

Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebanan gravitasi pada gedung Apartemen One East

Tabel 5.1. Rekap Pembebanan Gravitasi

LANTAI	BEBAN MATI	BEBAN HIDUP
ATAP	2914032.022	1165612.81
2-20	26850723.63	10740289.5
1	3330322.31	1332128.92
Basement	2914032.022	1457016.01
Shear Wall	5828064.043	-
Total	41837174.02	14695047.2

Didapatkan total beban mati sebesar 41.837.174,02 kg dan beban hidup sebesar 14.695.047,2 kg. Sehingga berat total berat struktur adalah **56.532.221,2 kg**.

Kemudian semua pembebanan yang telah dihitung diinputkan pada program bantu ETABS. Nilai dari perhitungan ini dibandingkan dengan hasil reaksi dari load case yang sama yaitu 1D + 1L. Selisih antara keduanya tidak boleh melebihi 5%

Berikut adalah pembebahan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 5.2. Pembebahan Gravitasi pada ETABS

LOAD CASE/COMBO	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
1D + 1L	0	0	54.280.640,43

Jadi total pembebahan dari ETABS adalah sebesar 54.280.640,43 kg. Sehingga dapat kita hitung selisihnya.

$$W_{\text{total ETABS}} = 56532221,22$$

$$W_{\text{total Perhitungan Manual}} = 54280640,43$$

$$\text{Selisih antara keduanya} = \mathbf{2.251.580,79 (3,9\%)}$$

Maka dapat dikatakan bahwa pembebahan gravitasi pada ETABS sudah **benar**

5.4. PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

Pemebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012, yang didalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan ini, dimodelkan pembebahan gempa dinamis arah X dan Y.

5.4.1. FAKTOR KEUTAMAAN GEMPA

Faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartment termasuk pada kategori resiko II dengan nilai keutamaan gempa (I) sebesar 1.0

5.4.2. KELAS SITUS

Kelas Situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapatkan dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Apartment One East didapatkan nilai rata-rata N (tes Nspt) sampai kedalaman 35 meter hanya mencapai 5.45, lebih

kecil dari 15. Sehingga dapat dikatakan termasuk dalam kelas Situs SE (tanah lunak)

5.4.3. PARAMETER RESPON SPEKTRAL DAN PERCEPATAN SPECTRAL

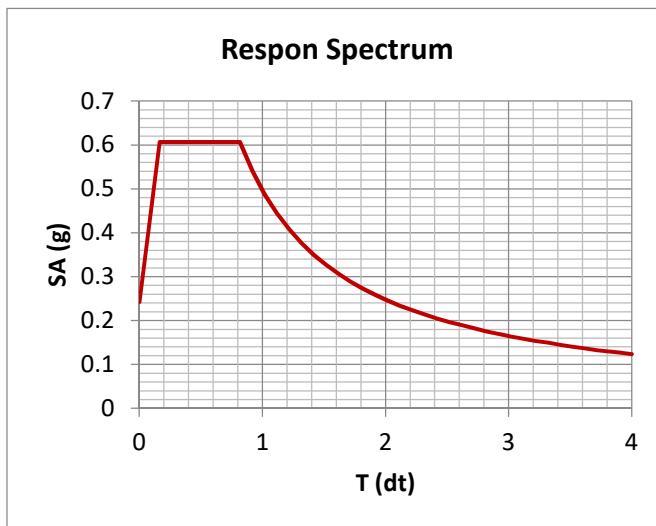
Dengan menginput posisi kota Surabaya dan kelas situs SE ke dalam aplikasi “Desain Spektra Indonesia” milik Kementerian Pekerjaan Umum, didapatkan nilai

$$\begin{array}{ll} S_{MS} = 0.91 & S_{M1} = 0.744 \\ S_{DS} = 0.607 & S_{D1} = 0.496 \end{array}$$

Nilai Respon Spektrum Desain pun disediakan oleh Kementerian Pekerjaan Umum. Berikut Respon Spektrum dari wilayah bangunan ini

Tabel 5.3. Respon Spektrum dari Data Kementerian PU

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0,000	0,243	1,817	0,273	3,017	0,164
0,163	0,607	1,917	0,259	3,117	0,159
0,817	0,607	2,017	0,246	3,217	0,154
0,917	0,541	2,117	0,234	3,317	0,15
1,017	0,488	2,217	0,224	3,417	0,145
1,117	0,444	2,317	0,214	3,517	0,141
1,217	0,408	2,417	0,205	3,617	0,137
1,317	0,377	2,517	0,197	3,717	0,133
1,417	0,35	2,617	0,19	3,817	0,13
1,517	0,327	2,717	0,183	3,917	0,127
1,617	0,307	2,817	0,176	4,000	0,124
1,717	0,289	2,917	0,17		



Gambar 5.2. Grafik Respon Spektrum Desain

5.5. KONTROL WAKTU GETAR ALAMI FUNDAMENTAL (T)

$$T = C_U \times T_A$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parametaer periode pendekantan Ct adalah 0.466, nilai x yang digunakan adalah 0.9 dan ketinggian gedung adalah 75.5

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0.466 \times 75.5^{0.9}$$

$$T_a = 2.283 \text{ dt}$$

Dimana :

Ta = periode fundamental pendekatan

Ct = koefisien pendekatan

hn = ketinggian struktur

Tabel 5.4. Koefisien Batas Atas Perioda 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

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1.4 \times 2.283 dt$$

$$T = 3.1964 dt$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u)

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 5.5. Modal Periode dan Frekuensi

CASE	MODE	PERIOD SEC (S)
Modal	1	2.905
Modal	2	2.856
Modal	3	2.472
Modal	4	0.756
Modal	5	0.705
Modal	6	0.656
Modal	7	0.34
Modal	8	0.313
Modal	9	0.286
Modal	10	0.202
Modal	11	0.182

Modal	12	0.164
Modal	13	0.138
Modal	14	0.124
Modal	15	0.11
Modal	16	0.103
Modal	17	0.094
Modal	18	0.082
Modal	19	0.081
Modal	20	0.077
Modal	21	0.068
Modal	22	0.065
Modal	23	0.063
Modal	24	0.059
Modal	25	0.057
Modal	26	0.052
Modal	27	0.052
Modal	28	0.051
Modal	29	0.047

Dari Permodelan ETABS didapatkan periode dari struktur terbesar adalah 2.905 detik maka

$$T_{a\ manual} < T_{a\ ETABS} < C_u \times T_a \\ 2.283\ s < 2.905\ s < 3.1965\ s \dots OK$$

5.6. KONTROL GAYA GESER DASAR (*BASE SHEAR*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_O}{R}$$

Untuk nilai S_{DS} dan I_O telah ditentukan pada sub-bab sebelumnya, sedangkan nilai R belum. Nilai R disini selain memperhatikan sistem struktur yang digunakan, yaitu Sistem Ganda dengan Rangka Beton Beertulang Pemikul Momen Sedang dan Dinding

Geser Beton Bertulang Khusus, juga memperhatikan tingkat daktilitas sambungan. Untuk sambungan shearwall pracetak, nilai daktilitasnya sebesar 6, sedangkan sambungan-sambungan lainnya memiliki nilai daktilitas hingga 7. Oleh karena itu nilai R di Tugas Akhir ini diambil 6.

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_0}{R} = \frac{0.607 \times 1}{6} = 0.101$$

Nilai Cs dibatasi dengan 2 batasan

- Cs tidak boleh lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)} ; S_{D1} = 0,496 ; I_0 = 1 ; R = 6 ; T = 2.283 \text{ dt}$$

$$C_s = \frac{0,496}{2,283 \cdot \left(\frac{6}{1}\right)} = 0.03375$$

- Cs tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1$$

$$C_s = 0,0267$$

Maka nilai Cs diambil 0.03375

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 5.6. Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	FZ
	kg
1D + 0,3L	52760457

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$Cs = 0.03375$$

$$W = 52760457 \text{ kg}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,03375 \times 52760457 \text{ kg}$$

$$V = 1780981 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85V/Vt (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

Tabel 5.7. Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case / Combo	Reaksi Perletakan
	Kg
Ex Max	1392152,95
Ey Max	1365058,55

$$V = 1.780.981 \text{ kg}$$

$$Vx = 1.392.152,95 \text{ kg}$$

$$Vy = 1.365.058,55 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$\begin{aligned} V_{xt} &> 0,85V \\ 1.392.152,92 &> 0,85 \times 1.780.981 \\ 1.392.153 &> 1.513.834 \dots \text{"NOT OK"} \end{aligned}$$

Maka untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> 0,85V \\ 1.365.058,55 &> 0,85 \times 1.780.981 \\ 1.365.058,55 &> 1.513.834 \dots \text{"NOT OK"} \end{aligned}$$

Oleh karena itu untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012, maka gaya geser tingkat nominal akibat gaya gempa rencana struktru gedung hasil analisis harus dikalikan dengna factor skala 0,85V/Vt.

Untuk arah X

$$0,85 \frac{V}{V_{xt}} = \frac{1.513.834}{1.365.058,55} = 1,08$$

Untuk arah Y

$$0,85 \frac{V}{V_{yt}} = \frac{1.513.834}{1.365.059} = 1,1$$

Dari hasil perhitungan di atas, nilai tersebut ditambahkan pada *Scale Factor* pada load case gempa yang sudah kita buat di program bantu ETABS. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah:

Tabel 5.8. Base Reaction Setelah Scale Factors Diganti

Load Case/Combo	Base Reaction (kg)
Ex	1514209.8
Ey	1516731.72

$$V = 1.780.981 \text{ kg}$$

$$Vx = 1.513.209,8 \text{ kg}$$

$$Vy = 1.516.731,72 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$\begin{aligned} V_{xt} &> 0,85V \\ 1.514.209,8 &> 0,85 \times 1.780.981 \\ 1.514.209,8 &> 1.513.834 \dots \text{"OK"} \end{aligned}$$

Maka untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> 0,85V \\ 1.516.731,72 &> 0,85 \times 1.780.981 \\ 1.516.731,72 &> 1.513.834 \dots \text{"OK"} \end{aligned}$$

Hasil permodelan ulang telah memenuhi kententuan SNI 1726:2012. Selanjutnya geser dasr ragam hasil permodelan tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

5.7. KONTROL DUAL SYSTEM

Sistem Rangka Pemikul Momen harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shear wall

Tabel 5.9. Total Reaksi Perletakan yang Menahan Beban Gempa

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
<i>Shear Wall</i>	1.094.773,685	73%	1.114.797,82	74%
SRPM	413.379,27	27%	401.933,9	26%
Total	1.514.209,8		1.516.731,72	

Dari total perhitungan di atas, dapat kita lihat bahwa komponen *shearwall* menahan 70-75% dari total gempa yang terjadi. Sehingga konfigurasi struktral gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

5.8. KONTROL PARTISIPASI MASSA

Sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus memperhatikan partisi pasi massa dalam menghasilkan respon total yang minimal nilainya adalah 90%. Partisipasi ini dapat dikontrol pada “*Modal Participating Mass Ratio*”.

Tabel 5.10. Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum X	Sum Y	Sum Z
Modal	1	0.5727	0.1021	0
Modal	2	0.6789	0.6548	0
Modal	3	0.6789	0.6615	0
Modal	4	0.8278	0.6623	0
Modal	5	0.8289	0.7786	0
Modal	6	0.8289	0.8209	0
Modal	7	0.8851	0.8209	0
Modal	8	0.8852	0.8396	0
Modal	9	0.8852	0.8792	0
Modal	10	0.9125	0.8792	0
Modal	11	0.9125	0.8851	0
Modal	12	0.9125	0.9082	0

Modal	13	0.9269	0.9082	0
Modal	14	0.9269	0.9101	0
Modal	15	0.9269	0.924	0
Modal	16	0.9356	0.924	0
Modal	17	0.9356	0.9248	0
Modal	18	0.9415	0.9248	0
Modal	19	0.9415	0.9339	0
Modal	20	0.9415	0.9343	0
Modal	21	0.9463	0.9343	0
Modal	22	0.9463	0.9343	0
Modal	23	0.9463	0.941	0
Modal	24	0.9506	0.941	0
Modal	25	0.9506	0.9411	0
Modal	26	0.9506	0.9463	0
Modal	27	0.9546	0.9463	0
Modal	28	0.9546	0.9464	0
Modal	29	0.9575	0.9464	0

Dari hasil table diatas bisa didapatkan bahwa partisipasi massa respon total pada modal terakhir sudah melampaui 90% untuk arah X serta arah Y. Maka permodelan ini sudah mengikuti ketentuan SNI 1726:2012.

5.9. KONTROL DRIFT

Kinerja batas layan struktur ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Untuk menjaga kenyamanan penghuni, kerusakan non-struktural dan keretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan peraturan SNI 1726:2012, dengan perumusan sebagai berikut:

$$\delta_X = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_X = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesarandefleksi (=5.5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Untuk sistem struktur pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar

$$\Delta = 0,020.\text{hsx}$$

= $0,020 \times 4000 = 80$ mm (Lantai basement)

$$\Delta = 0,020.\text{hsx}$$

= $0,020 \times 3500 = 70$ mm (Lantai 1 – 2)

Tabel 5.11. Drift untuk Gempa Arah X

Story	Direction	Drift	Drift x Cd	Drift
Story21	X	0,001643	0,009037	0,07
Story20	X	0,001643	0,009037	0,07
Story19	X	0,001668	0,009174	0,07
Story18	X	0,001693	0,009312	0,07
Story17	X	0,001713	0,009422	0,07
Story16	X	0,001725	0,009488	0,07
Story15	X	0,001729	0,00951	0,07
Story14	X	0,001724	0,009482	0,07
Story13	X	0,00171	0,009405	0,07
Story12	X	0,001688	0,009284	0,07
Story11	X	0,001658	0,009119	0,07
Story10	X	0,001618	0,008899	0,07
Story9	X	0,001569	0,00863	0,07
Story8	X	0,001509	0,0083	0,07
Story7	X	0,001434	0,007887	0,07
Story6	X	0,001342	0,007381	0,07
Story5	X	0,001228	0,006754	0,07

Story4	X	0,001088	0,005984	0,07
Story3	X	0,00092	0,00506	0,07
Story2	X	0,000656	0,003608	0,07
Story1	X	0,000321	0,001766	0,09
Basement	X	0,000261	0,001436	0,07

Tabel 5.12. Drift untuk Gempa Arah Y

Story	Direction	Drift	Drift x Cd	Drift Ijin
Story21	Y	0,001418	0,007799	0,07
Story20	Y	0,001426	0,007843	0,07
Story19	Y	0,001465	0,008058	0,07
Story18	Y	0,001502	0,008261	0,07
Story17	Y	0,001534	0,008437	0,07
Story16	Y	0,00156	0,00858	0,07
Story15	Y	0,001577	0,008674	0,07
Story14	Y	0,001587	0,008729	0,07
Story13	Y	0,00159	0,008745	0,07
Story12	Y	0,001584	0,008712	0,07
Story11	Y	0,001573	0,008652	0,07
Story10	Y	0,001546	0,008503	0,07
Story9	Y	0,001519	0,008355	0,07
Story8	Y	0,001477	0,008124	0,07
Story7	Y	0,00142	0,00781	0,07
Story6	Y	0,001343	0,007387	0,07
Story5	Y	0,001241	0,006826	0,07
Story4	Y	0,001108	0,006094	0,07
Story3	Y	0,000938	0,005159	0,07
Story2	Y	0,000667	0,003669	0,07
Story1	Y	0,000311	0,001711	0,09
Basement	Y	0,00027	0,001485	0,07

Simpangan yang terjadi baik untuk gempa arah X maupun arah Y jauh lebih kecil daripada kontrol *Drift* yang diberikan oleh SNI 1726:2012 yaitu sebesar 0.07. Sehingga berdasarkan hasil permodelan di atas, maka simpangan telah memenuhi syarat.

"Halaman ini sengaja dikosongkan... "

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perencanaan struktur sekunder dalam suatu bangunan meliputi balok anak, pelat, dan tangga. Namun dalam tugas akhir ini diberlakukan batasan masalah yaitu tanpa melakukan perencanaan penulangan pelat, sehingga hanya dilakukan perhitungan untuk tulangan balok anak dan tangga saja.

6.1. PERENCANAAN BASEMENT

6.1.1. PERENCANAAN PELAT BASEMENT

Pada tugas akhir ini tidak direncanakan perhitungan penulangan pelat, akan tetapi perlu dilakukan perhitungan ketebalan pelat terutama pelat basement yang tekenea gaya uplift dari air.

Data-data yang dibutuhkan:

- Elevasi Basement = -4 m (+0,00 adalah permukaan tanah asli)
- Elevasi Muka Air Tanah = -1,5 m
- Berat Jenis Air = 1 t/m³

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_{air} &= h_{air} \times \text{berat jenis air} \\ &= (-1,5 - (-4)) \times 1000 \\ &= 3,5 \times 1000 \\ &= 3500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa $q_{air} = 3500 \text{ kg/m}^2$. Nilai q_{air} tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat basement itu sendiri.

• Beban Mati:

Berat sendiri (0,35 m x 2400 kg/m ³)	= 840 kg/m ²
Spesi (t = 2cm) 0,01 x 2100 kg/m ³	= 42 kg/m ²
Aspal (t = 1cm) 0,01 x 1400 kg/m ³	= 14 kg/m ²
Plumbing	= 18 kg/m ²
Ducting	= 7 kg/m ²
DL	= 921 kg/m ²

Dengan mengasumsikan pada saat parkiran basement kosong, tidak terjadi beban hidup, maka gaya merata yang terjadi pada pelat adalah

$$Qu = 1,4 D$$

$$Qu = 1,4 \times 3500 - 1,4 \times 921$$

$$Qu = 3238.8 \text{ kg/m}$$

Dengan perhitungan beban diatas, pelat ketebalan 300 mm dapat digunakan karena lendutan pelat yang terjadi sebesar 1,52mm sedangkan lendutan ijin 8,33 mm debgab asumsi penulangan yang digunakan D13-150.

6.1.2. PERENCANAAN DINDING BASEMENT

Dinding pada basement berfungsi sebagai retaining wall yang bertugas menahan tekanan dari tanah dan air. Namun pada tugas besar kali ini akan direncanakan menggunakan CPB (Contiguous Bored Pile) sekeliling basement, sehingga dinding basement tidak berfungsi sebagai retaining wall. Tekanan tanah dan air hanya akan membebani CPB tersebut. Meskipun demikian, dinding basement tetap harus kedap air sehingga akan dicor in-situ. Pada perencanaan ini kondisi tanah akan dianggap paling kritis, yaitu jenuh dengan ketinggian air tanah setinggi permukaan tanah sekitar. Perhitungan pelat lantai basement dihitung menggunakan peraturan yang tertera pada SNI 03-2847-2013

6.2. PERENCANAAN PENULANGAN TANGGA

Pada perencanaan tangga, perlu direncanakan terlebih dahulu dimensi pijakan dan ketebalan pelat tangga. Untuk merencanakannya, digunakan asumsi perletakan berupa sendi rol dengan perletakan rol terletak di ujung bordes.

Data Perencanaan Tangga :

➤ Syarat Perencanaan

$$2 * t + i = 64 \text{ sampai dengan } 67$$

Dimana :

$$t = \text{tinggi injakan}$$

$$i = \text{lebar injakan}$$

Dari gambar perencanaan, ketinggian antar lantai mencapai 3.5 meter. Dengan mempertimbangkan tinggi injakan, kita bisa menggunakan tinggi injakan sekitar 18 cm sehingga lebar injakan menjadi

$$2 * 18 + i = 66$$

$$i = 30 \text{ cm}$$

- Mutu Beton (f_c') = 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 420 MPa
- Tinggi Antar Lantai = 350 cm
- Panjang Bordes = 150 cm
- Panjang Tangga = 300 cm
- Lebar Tangga = 120 cm
- Tebal Pelat Miring = 15 cm
- Tebal Pelat Bordes = 15 cm
- Tinggi Injakan = 18 cm
- Lebar Injakan = 30 cm
- Tebal Selimut Beton = 30mm
- Jumlah Tanjakan = $\frac{175}{18} = 10$
- Kemiringan Tangga = $\text{arc tan } \frac{18}{30} = 30.96^\circ$
- Syarat Kemiringan Tangga = $20^\circ < \alpha < 40^\circ$ (OK)
- Tebal Rata-Rata = $\frac{30}{2} \times \sin 30.96^\circ$
= 7.72 cm
- Tebal Rata-Rata Pelat Tangga = $15 + 7.72 = 22.72 \text{ cm}$

6.2.1. PEMBEBANAN TANGGA

Pembebanan Tangga

Beban Mati

$$\text{Pelat Tangga} = 0.2272 \times 2400 \times 1.2 \text{ m} = 681.6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 \times 1.2 \text{ m} = 50.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel} = 1 \times 24 \times 1.2 \text{ m} = 28.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Handrail} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total (DL)} = 810.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} = 240 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Pembebanan

60

$$\begin{aligned}Qu &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\&= 1.2 \times 810.8 + 1.6 \times 240 \\&= 1356.96 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

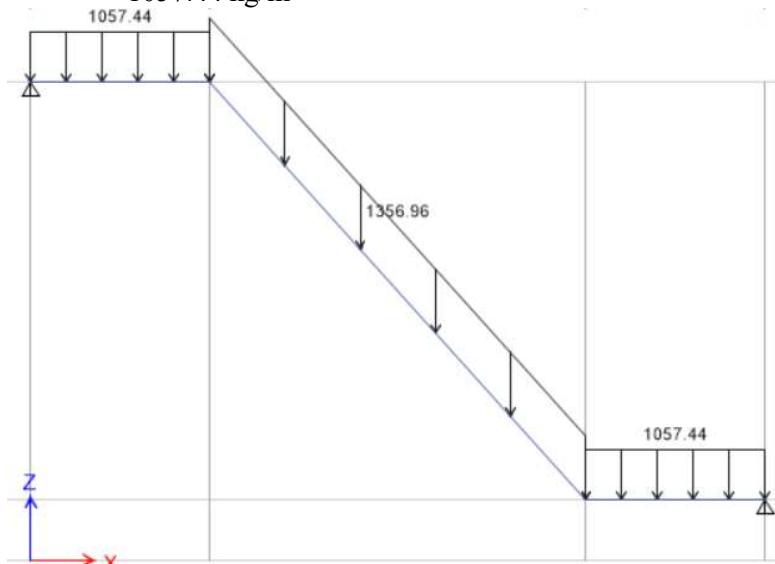
Pembebatan Pelat Bordes

Beban Mati

Pelat Tangga	= 0.15 x 2400 x 1.2 m	=	432 kg/m
Spesi	= 2 x 21 x 1.2 m	=	50.4 kg/m
Tegel	= 1 x 24 x 1.2 m	=	28.8 kg/m
Handrail		=	50 kg/m
	Total (DL)	=	561.2 kg/m
	Beban Hidup (LL)	=	240 kg/m

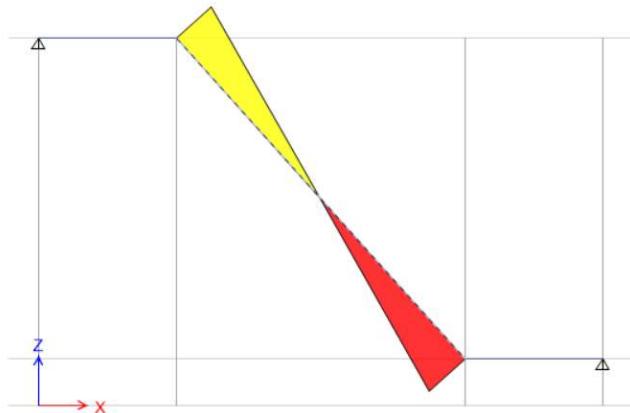
Kombinasi Pembebatan

$$\begin{aligned}Qu &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\&= 1.2 \times 561.2 + 1.6 \times 240 \\&= 1057.44 \text{ kg/m}\end{aligned}$$



Gambar 6.1. Permodelan Tangga

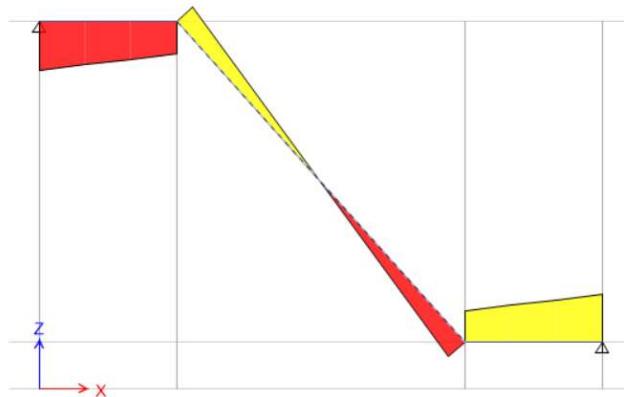
Melalui permodelan rangka dengan menggunakan ETABS maka didapatkan bidang N, D, M sebagai berikut



Gambar 6.2. Bidang N Tangga

N_{\max} (pelat tangga) = 25.89 kN (tarik), -25.89 kN (tekan)

Bidang D

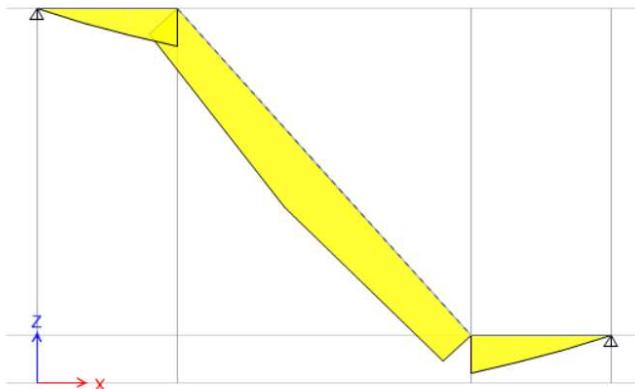


Gambar 6.3. Bidang M Tangga

D_{\max} (pelat tangga) = 23.03 kN

D_{max} (pelat bordes) = 52.627 kN

Bidang M



Gambar 6.4. Bidang D Tangga

M_{max} (pelat tangga) = 93.03 kNm

M_{max} (pelat bordes) = 65.59 kNm

6.2.2. PENULANGAN PELAT TANGGA DAN BORDES

$$\beta_1 = 0.85 - 0.008 \times (40 - 30) = 0.77$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_{c'} \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 40 \times 0.77}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0.37$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.275$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_{c'}}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0.0037$$

Maka ρ_{min} yang digunakan adalah 0.0037

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.35$$

$$d = 150 - 20 - 0.5 \times 19 = 121.5\text{mm}$$

Penulangan Pelat Tangga

$$M_{max} = 93.03 \text{ kNm} = 9.03 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$N_{max} = 25.8 \text{ kN} = 2.58 \times 10^4 \text{ N}$$

$$D_{max} = 23.03 \text{ kN} = 2.3 \times 10^4 \text{ N}$$

Perhitungan Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{9.03 \times 10^7}{0.8 \times 1200 \times 121.5^2} = 6.31$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12.35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.35 \times 6.31}{420}} \right) = 1.67 \times 10^{-2}$$

Maka $\rho = 0.0167$

$$A_{sperlu} = 0.0167 \times 1200 \times 121.5 = 2453 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 19-125$ mm (2551.758 mm^2)

Penulangan Tulangan Pembagi Arah Melintang Pelat

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan pelat arah melintang adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan

Tulangan Pembagi = $0.2 \times A_{bruto}$

$$= 0.2 \times 150 \times 1200 = 360 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 10-250$ mm (392.7 mm^2)

Penulangan Geser

$$\emptyset Vc = 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$= 0.1 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 79056.941 \text{ N}$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

Tidak memerlukan tulangan geser

Penulangan Pelat Bordes

$$M_{max} = 65.95 \text{ kNm} = 6.6 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$D_{max} = 52.67 \text{ kN} = 5.267 \times 10^4 \text{ N}$$

Perhitungan Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{6.6 \times 10^7}{0.8 \times 1200 \times 122^2} = 4.61$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{12.35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.35 \times 4.61}{420}} \right) \\ &= 1.18 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

Maka $\rho = 0.018$

$$As_{pertu} = 0.018 \times 1200 \times 122 = 1737.388 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 10-125$ mm (1809.557 mm^2)

Penulangan Tulangan Pembagi Arah Melintang Pelat

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan pelat arah melintang adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan

Tulangan Pembagi = $0.2 \times A_{bruto}$

$$= 0.2 \times 150 \times 1200 = 360 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 10-200$ mm (392.7 mm^2)

Penulangan Geser

$$\begin{aligned} \emptyset Vc &= 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d \\ &= 0.1 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 79056.941 \text{ N} \end{aligned}$$

$\emptyset Vc > Vu$

Tidak memerlukan tulangan geser

Penulangan Balok Bordes

$$h = \frac{1}{10} \times L = \frac{1}{10} \times 250 = 25 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi 25/25

Pembebatan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Beban Sendiri} = 0.15 \times 3.075 \times 2400 = 1107 \text{ kg/m}$$

Tegel	= 24 x 3.075	= 73.8 kg/m
Spesi	= 21 x 3.075	= 64.575 kg/m
Berat Balok	= 0.25 x 0.15 x 2400	= 90 kg/m
	Total Beban Mati (DD)	= 1335.4kg/m
	Beban Hidup (DL)	= 200 x 3.075
		= 615 kg/m
Beban Total	= 1.2 DD + 1.6 DL = 1.2 x 1335.4 + 1.6 x 615 = 2586.48 kg/m	

Perhitungan Momen Ultimate

Mu tumpuan	= 0
Mu lapangan	= $\frac{1}{8} \times Qu \times L^2$ $= \frac{1}{10} \times 2586.48 \times 2.5^2 = 2020,68 kgm$

Gaya Geser dari Balok Bordes

Qu Total	= 2586.48 kg/m
Vu Total	$= \frac{1}{2} \times 2586.48 \times 2.5 = 3233.1 \text{ kg}$

Penulangan Lentur Balok Bordes

Sengkang	= $\phi 10$
Lentur	= D16
Decking	= 4 cm
D	= $250 - 40 - 10 - 16/2 = 192 \text{ mm}$
Tumpuan	

$$Rn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{1.62 \times 10^7}{0.8 \times 250 \times 195^2} = 2.65$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12.35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.35 \times 2.65}{420}} \right) = 6.57 \times 10^{-3} > \rho_{min}$$

Maka $\rho = 0.00657$

$$As_{perlu} = 0.00657 \times 250 \times 192 = 315,67 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D16 (402.12 mm²)

Lapangan

Karena nilai momen maksimal antara tulangan tumpuan dan lapangan sama sehingga bisa digunakan jumlah tulangan yang sama yaitu 2D16 (402.12 mm^2)

Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u = 32331 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_c &= 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f c'} \times b w \times d \\ &= 0.1 \times \sqrt{40} \times 150 \times 192 = 18214.71 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\emptyset V_c < V_u$$

Dibutuhkan tulangan geser untuk memenuhi kemampuan geser struktur sehingga

$$V_s = V_u / \emptyset - V_c = 23527 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{A v \times f_y \times d}{V_s} \\ s &= \frac{\left(2 \times \frac{1}{4} \pi \times 10^2\right) \times 420 \times 192}{23527}\end{aligned}$$

$$s = 538 \text{ mm}$$

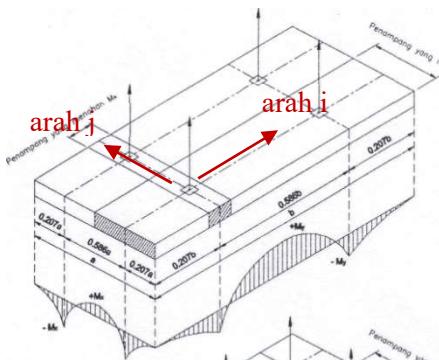
$$\text{Syarat } s_{\text{maks}} < \frac{d}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm}$$

Sengkang yang dipasang $\phi 10 - 75 \text{ mm}$

6.2.3. PENGANGKATAN TANGGA

Titik Angkat Tangga Pracetak

Dalam pemasangan tangga pracetak, tangga akan mengalami pengangkata sehingga perlu direncanakan tulangnya angkat untuk pelat. Tangga yang akan diangkat memiliki ukuran $7.78 \times 1.2 \text{ m}^2$



Gambar 6.5. Jarak Tulangan Angkat

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal. Pengangkatan dari muka pelat diambil 90 cm. Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1.2$) pada saat pengangkatan.

Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

$$DL = 0.22 \times 1.2 \times 7.78 \times 2400 = 5153.472 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$P_{\text{Ultimate}} = 1.2 \times 1.4 \times 5153.472 = 8657.832 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya Angkat setiap tulangan} = \frac{8657.832}{4} = 2164.458 \text{ kg}$$

Sesuai PBBBI pasal 2.2.2, tengang tarik ijin baja

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

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 2164.458}{\pi \times 2800}} = 0.99 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arctan \frac{0.9}{0.9} = 45^\circ$$

$$Tu' = Tu \times \cos \alpha = 2164.458 \times \cos 45^\circ = 1530.5$$

$$\alpha_i = \arctan \frac{0.9}{0.9} = 45^\circ \quad \alpha_j = \arctan \frac{0.9}{2.59} = 19.16^\circ$$

Faktor Gaya Horizontal

$$Ti = 2164.458 \times \cos \alpha_i = 1976 \times \cos 45^\circ = 1530.5 \text{ kg}$$

$$Tj = 2164.458 \times \cos \alpha_i = 1976 \times \cos 19.16^\circ = 2044 \text{ kg}$$

Diambil yang terbesar $P = 2044 \text{ kg}$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} \geq \sqrt{\frac{4 \times 2044}{\pi \times 2800}} = 0.96 \text{ cm}$$

Diameter yang dipakai untuk tulangan angkat adalah D10

Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

fcr untuk beton 3 hari adalah

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{fc'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{40}}{1,5} = 2,95 \text{ MPa}$$

$$yc = 0,5 \times 0,23 = 0,115 \text{ m}$$

Momen maksimum diperhitungkan berdasarkan **Gambar** Jarak Tulangan Angkat. Sehingga :

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

$$w = (0.23 \times 2400) + \left(\frac{200}{1.2 \times 7.78} \right) = 573.42 \text{ kg/m}^3$$

$$Mx = 0.0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$Mx = 0.0107 \times 573.42 \times 1.2^2 \times 7.78$$

$$Mx = 68.738 \text{ kgm}$$

$$My = 0.0107 \times w \times b^2 \times a$$

$$My = 0.0107 \times 573.42 \times 7.78^2 \times 1.2$$

$$My = 445.65 \text{ kgm}$$

$$P = \frac{8657.832}{4} = 2164.458 \text{ kg}$$

$$\text{My ditahan oleh penampang selebar } \frac{a}{2} = \frac{1.2}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$My = \left(\frac{p \times yc}{\tan 45^\circ} \right) = (2164.458 \times 0.115) = 248.91 \text{ kgm}$$

$$Mt_{tot} = 445.65 + 248.91 = 694.56 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 60 \times 23^2 = 5290 \text{ cm}^2$$

$$ft = fb = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{694.56 \times 10^4}{5290 \times 10^3} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$ft (1.31 \text{ MPa}) < fr(2.95 \text{ MPa}) \dots OK$$

M_x ditahan oleh penampang selebar $\frac{b}{2} = \frac{778}{2} = 339 \text{ cm}$ atau

$$15t = 345 \text{ cm}$$

$$M_x = \left(\frac{p \times yc}{\tan 45^\circ} \right) = (2164.458 \times 0.115) = 248.91 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 68.738 + 248.91 = 317.648 \text{ kgm}$$

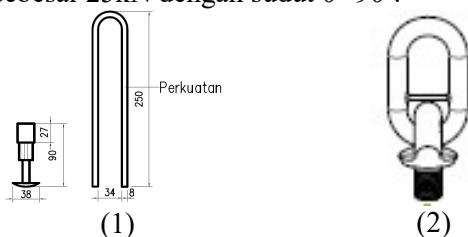
$$Z = \frac{1}{6} \times 339 \times 23^2 = 29888.5 \text{ cm}^2$$

$$ft = fb = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{317.648 \times 10^4}{29888.5 \times 10^3} = 0.1 \text{ MPa}$$

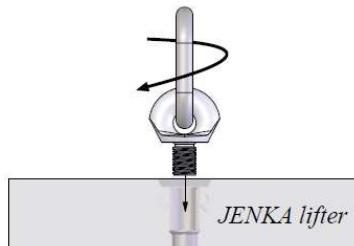
$$ft (0.1 \text{ MPa}) < fr(2.95 \text{ MPa}) \dots OK$$

Pemilihan Profil Tulangan Angkat

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah, dengan kemampuan angkat beban sebesar 25kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 6.6. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 6.7. JENKA Lifter

6.3. PERENCANAAN PENULANGAN BALOK ANAK

Struktur pelat pada umumnya ditahan oleh balok induk dan balok anak. Beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa.

6.3.1. DATA PERENCANAAN BALOK ANAK PRACETAK

Dalam perhitungan balok anak pada sub-bab ini, akan dilakukan dua kali perhitungan, sebelum balok anak komposit dan sesudah balok anak dicor menjadi satu dengan pelat atau komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua buah kondisi dimensi penampang balok anak.

- Dimensi Balok Anak : 450 x 650 mm²
- Cover : 40 mm
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu Tulangan Deform : 420 MPa
- Mutu Tulangan Polos : 250 MPa
- Dimensi Tulangan Lentur : D25
- Dimensi Tulangan Sengkang : Ø13

6.3.2. PEMBEBANAN BALOK ANAK PRACETAK

Dikarenakan ada 2 kondisi yang kita rencanakan, maka tentu saja juga ada dua macam pembebanan yang terjadi

➤ Sebelum Komposit

Balok anak harus mampu menahan beban sendiri, beban pelat lantai yang akan dipasang diatasnya, serta beban overtopping.

➤ Sesudah Komposit

Balok anak harus mampu menahan beban sendiri, beban pelat lantai diatasnya, beban overtopping, beban hidup dan beban mati tambahan

6.3.3. PERHITUNGAN PEMBEBANAN BALOK ANAK

➤ Sebelum Komposit

$$Lx = 10.7 \text{ m}$$

$$Ly = 4 \text{ m}$$

○ Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri} = 0,45 \times 0,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Pelat} &= 0,15 \times 4 \times 2400 = 1440 \text{ kg/m} \\ &= 1980 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ Setelah Komposit

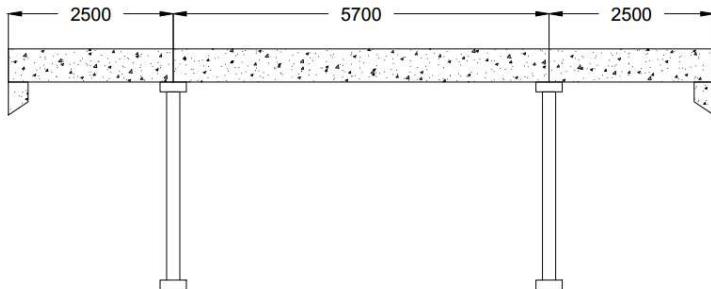
Kondisi sesudah komposit, menggunakan output dari program bantu ETABS.

6.3.4. PERHITUNGAN MOMEN DAN GESER

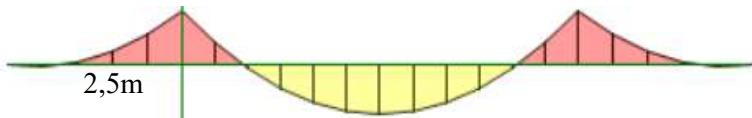
Perhitungan momen dan geser gaya lintang sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

➤ Sebelum Komposit

Dalam pemasangan balok, balok disangga oleh konsol pada kedua ujungnya dan 2 buah bekisting yang dipasang dengan jarak 2,5 meter dari masing-masing ujungnya, sehingga dari hasil ETABS, momen yang terjadi adalah sebagai berikut



Gambar 6.8. Pemasangan Half Beam Pracetak Sebelum Komposit



Gambar 6.9. Momen yang Terjadi Pada Saat Sebelum Komposit Dari hasil perhitungan tersebut, didapatkan

- Momen Ultimate Positive = $3,68 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- Momen Ultimate Negative = $4,02 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- Gaya Geser Ultimate = $5,4 \times 10^4 \text{ N}$

➤ Sesudah Komposit

Nilai yang maksimal yang terjadi pada balok anak di permodelan yang telah kita buat adalah

- Momen Ultimate Positive = $1,18 \times 10^8 \text{ Nmm}$
- Momen Ultimate Negative = $8,2 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- Gaya Geser Ultimate = $8,4 \times 10^4 \text{ N}$

6.3.5. PERHITUNGAN TULANGAN LENTUR BALOK ANAK

➤ **Sebelum Komposit**

Dimensi Balok Anak = $450 \times 500 \text{ mm}^2$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} db$$

$$d = 500 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (25) = 434,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Tumpuan

$$\text{Mu} = 3,62 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 434,5^2} = 0,434$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,434 \times 12,35}{420}} \right) \\ &= 0,10\%\end{aligned}$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 434,5 = 736,076 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D25 (981,74 mm²)

- Tulangan Lapangan

$$\text{Mu} = 4,02 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4,02 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 434,5^2} = 0,472$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,472 \times 12,35}{420}} \right) \\ &= 0,11\%\end{aligned}$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 434,5 = 736,076 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D25 (981,74 mm²)

➤ Sesudah Komposit

$$\text{Dimensi Balok Anak} = 450 \times 650 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} db$$

$$d = 650 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (25) = 584,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Tumpuan

$$\text{Mu} = 8,2 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{8,2 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 584,5^2} = 0,532$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,532 \times 12,35}{420}} \right)$$

$$= 0,12\%$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 584,5 = 990,188 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 3D25 (1472,61 mm²)

- Tulangan Lapangan

$$\text{Mu} = 1,18 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4,02 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 584,5^2} = 0,764$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,764 \times 12,35}{420}} \right) \\
 &= 0,18\%
 \end{aligned}$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 584,5 = 990,1882 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 3D25 (1472,61 mm²)

6.3.6. PERHITUNGAN TULANGAN GESEN

➤ Sebelum Komposit

$$V_u = 5,4 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times bw \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 434,5 \\
 &= 206.100 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 206.100 \text{ N} \\
 &= 154.576 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$0,5 \phi V_c = 77288,04 \text{ N}$$

Nilai V_u kurang dari $0,5 \phi V_c$ maka dipasang tulangan minimum dengan memperhatikan jarak sengkang maksimum dimana

- $\frac{d}{4} = \frac{434,5}{4} = 108,625$
- $6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 100 mm

➤ Sesudah Komposit

$$V_u = 8,4 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times bw \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 584,5 \\
 &= 277.252,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 206.100 \text{ N} \\
 &= 207.939,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$0,5 \phi V_c = 103.969,8 \text{ N}$$

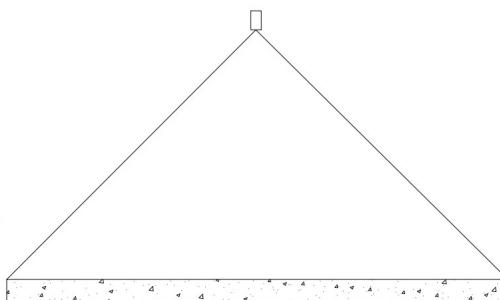
Nilai Vu berada diantara $0,5 \phi V_c$ dan ϕV_c maka dipasang tulangan minimum dengan memperhatikan jarak sengkang maksimum dimana

- $\frac{d}{4} = \frac{584,5}{4} = 146,125$
- $6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 150 mm

6.3.7. PENGANGKATAN PADA BALOK

Pengangkatan pada elemen pracetak harus direncanakan sedemikian rupa agar tulang yang disiapkan mampu menahan gaya angkat yang dilakukan.



Gambar 6.10. Pengangkatan Balok Anak

➤ Kondisi Pengangkatan

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L = 10,7 \text{ m}$$

➤ Pembebanan

Beban yang bekerja pada saat pengangkatan hanya berat sendiri dari balok sehingga

$$\text{Berat Sendiri} = 0,45 \times 0,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

Reaksi pada sling dihitung dengan menganggap sebagai perl letakan sehingga

$$P = \frac{1,2 \times 1,4 \times 540 \times 10,7}{2} = 9.707,04 \text{ kg}$$

Pengangkatan dilakukan dengan metode pengangkatan diujung-ujung balok sehingga momen yang dapat

$$\begin{aligned} Mu_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{8} \times 540 \times 10,7^2 \\ &= 7.728,289 \text{ kgfm} \\ &= 77.282.890 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

➤ Tulangan Angkat Balok Anak

$$Pu = 9.707,04 \text{ kg}$$

Menurut PBBI, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu fy = 420 MPa adalah fy/1,5

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

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 9.707,04}{\pi \times 2800}} = 2,1 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan angkat D22 (22 mm)

➤ Momen yang Terjadi

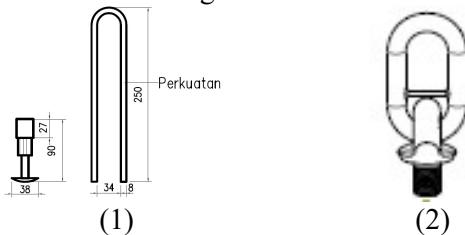
$$Mu = 77.282.890 \text{ Nmm}$$

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{77.282.890}{\frac{1}{6} \times 450 \times 500^2} = 4,12 \text{ MPa}$$

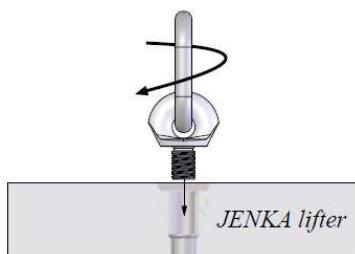
$$f \leq f'r = 0,7 \sqrt{40} = 4,42 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

➤ Pemilihan Profil Tulangan Angkat

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis JENKA dari Peikko Group. Tipe yang digunakan adalah, dengan kemampuan angkat beban sebesar 25kN dengan sudut 0°-90°.



Gambar 6.11. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



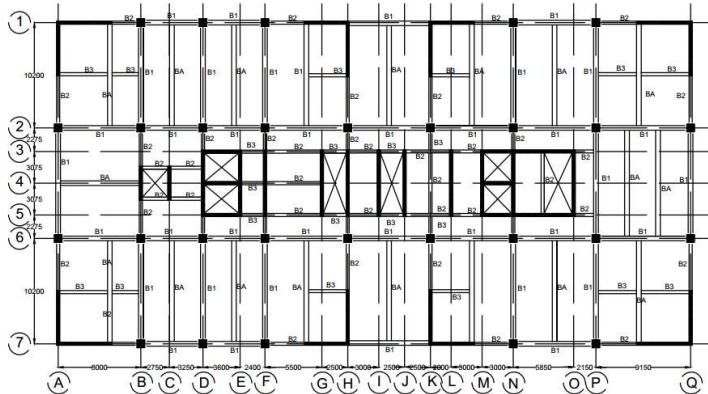
Gambar 6.0.12. JENKA Lifter

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

7.1. UMUM

Struktur utama atau struktur primer adalah suatu komponen yang kekuatannya mempengaruhi perilaku suatu gedung. Struktur utama menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gempa dan angina. Komponen balok induk, kolom. Dan dinding struktur geser (*shear wall*) termasuk dalam komponen struktur primer ini. Berikut adalah perhitungan dalam perencanaan kebutuhan tulangan struktur primer tersebut.



Gambar 7.1. Denah Balok

7.2. PERENCANAAN BALOK INDUK PRACETAK

Struktur balok induk pada Apartment One East dibagi menjadi tiga macam tipe dimensi

- Balok Induk tipe A dengan dimensi $450 \times 600 \text{ mm}^2$
- Balok Induk tipe B dengan dimensi $300 \times 450 \text{ mm}^2$
- Balok Induk tipe C dengan dimensi $250 \times 350 \text{ mm}^2$

Seperti pada balok anak, penulangan balok induk diperhitungkan dua kali, pada saat balok tersebut. Dari kedua hasil perhitungan

kemudian diambil kondisi penulangan yang paling kritis untuk memenuhi kebutuhan penulangan balok induk.

7.2.1. PERENCANAAN BALOK INDUK TIPE 1

7.2.1.1. Data Perencanaan

Data perencanaan meliputi:

- Dimensi Balok Anak : 450 x 650 mm²
- Cover : 40 mm
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu Tulangan Deform : 420 MPa
- Mutu Tulangan Polos : 250 MPa
- Dimensi Tulangan Lentur : D25
- Dimensi Tulangan Sengkang : Ø13

7.2.1.2. Penulangan Lentur Balok Induk 1

➤ Penulangan Lentur Sebelum Komposit

Sebelum komposit, balok precast disupport oleh consol pada ujung-ujung baloknya dan 2 buah *skafolding* pada jarak 2.5 meter dari ujung-ujungnya, sehingga dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan 4 sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan balok anak sebelumnya.

➤ Sebelum Komposit

$$Lx = 10.7 \text{ m}$$

$$Ly = 4 \text{ m}$$

○ Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri} = 0,25 \times 0,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Pelat} = 0,15 \times 4 \times 2400 = 1440 \text{ kg/m}$$

$$= 1980 \text{ kg/m}$$

➤ Setelah Komposit

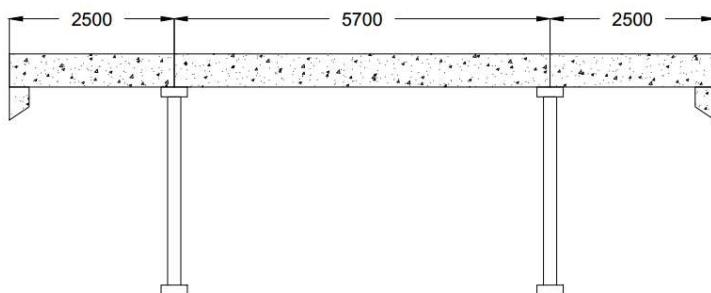
Kondisi sesudah komposit, menggunakan output dari program bantu ETABS.

7.2.1.3. Perhitungan Momen dan Geser

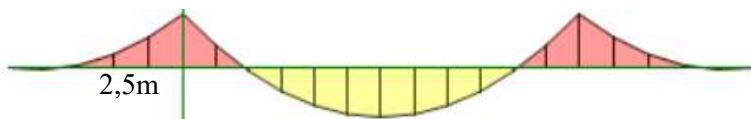
Perhitungan momen dan geser gaya lintang sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

➤ Sebelum Komposit

Dalam pemasangan balok, balok disangga oleh konsol pada kedua ujungnya dan 2 buah bekisting yang dipasang dengan jarak 2,5 meter dari masing-masing ujungnya, sehingga dari hasil ETABS, momen yang terjadi adalah sebagai berikut



Gambar 7.2. Pemasangan Half Beam Pracetak Sebelum Komposit



Gambar 7.3. Momen yang Terjadi Pada Saat Sebelum Komposit
Dari hasil perhitungan tersebut, didapatkan

- Momen Ultimate Positive = $3,68 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- Momen Ultimate Negative = $4,02 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- Gaya Geser Ultimate = $5,4 \times 10^4 \text{ N}$

➤ Sesudah Komposit

Nilai yang maksimal yang terjadi pada balok anak di permodelan yang telah kita buat adalah

- Momen Ultimate Positive = $3,82 \times 10^8 \text{ Nmm}$
- Momen Ultimate Negative = $-6,96 \times 10^8 \text{ Nmm}$
- Gaya Geser Ultimate = $6,02 \times 10^5 \text{ N}$

7.2.1.4. Perhitungan Tulangan Lentur Balok Induk Tipe A

➤ Sebelum Komposit

$$\text{Dimensi Balok Anak} = 450 \times 500 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} db$$

$$d = 500 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (25) = 434,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Tumpuan

$$Mu = 3,62 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 434,5^2} = 0,434$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,434 \times 12,35}{420}} \right) \\ &= 0,10\% \end{aligned}$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 434,5 = 736,076 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D25 (981,74 mm²)

- Tulangan Lapangan

$$Mu = 4,02 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4,02 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 434,5^2} = 0,472$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,472 \times 12,35}{420}} \right)$$

$$= 0,11\%$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{\min} , maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 450 \times 434,5 = 736,076 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D25 (981,74 mm²)

➤ Sesudah Komposit

$$\text{Dimensi Balok Anak} = 450 \times 650 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' - \frac{1}{2} db$$

$$d = 650 - 40 - 13 - \frac{1}{2}(25) = 584,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + \frac{1}{2}(25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Balok T

 - Lebar Efektif Balok T

$$be_1 = \frac{1}{4} \times lb = \frac{1}{4} \times 1070 = 267,5 \text{ cm}$$

$$be_2 = 8 \times tp = 8 \times 15 = 120 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 450 = 225 \text{ cm}$$

 - Kontrol Balok T

$$Be = 1200 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times b \times f'c} = \frac{1321,04 \times 420}{0,85 \times 1120 \times 40} = 10,83 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,83}{0,764} = 12,79 \text{ mm}$$

$$c = 12,79 \text{ mm} < tf = 140 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

- Tulangan Tumpuan

$$Mu = 6,96 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6,96 \times 10^8}{0,9 \times 450 \times 584,5^2} = 4,532$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,532 \times 12,35}{420}} \right) \\ &= 0,12\%\end{aligned}$$

Karena nilai ρ terletak diantara ρ_{\min} dan ρ_{\max} maka digunakan nilai ρ .

$$A_{st} = 0,0116 \times 450 \times 584,5 = 3057,831 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 7D25 ($As = 3436,09 \text{ mm}^2$)

➤ Perhitungan syarat tulangan tekan:

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$
- $n_{bawah} \geq 1/3 \times 7$
- $n_{bawah} \geq 2$

ambil jumlah tulangan bawah = 4 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **4D25 (As' = 1963,48 mm²)**

➤ Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{3.436,09}{450 \times 584,5} = 0,013 > \rho_{perlu}$$

$$\rho' = \frac{As}{b \times d} = \frac{1.963,48}{450 \times 584,5} = 0,0074 > \rho_{perlu}$$

$$\begin{aligned}\rho - \rho' &\geq \frac{0,85 \times f'c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} \\ 0,0055 &\geq \frac{0,85 \times 40 \times 0,76 \times 65,5}{420 \times 584,5} \times \frac{600}{600 - 420}\end{aligned}$$

$0,0055 \leq 0,022$ (Tulangan tekan belum leleh)

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \beta_1 \times f'c'}{(\rho - \rho') \times fy} \times \frac{d'}{d} \right| < fy$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{(0,0055) \times 420} \times \frac{65,5}{584,5} \right| < 420$$

$$f's = 152 \text{ MPa} < 420$$

Maka diambil f's = 152 MPa

$$a = \frac{As \times fy - A's \times f's}{0,85 \times b \times f'c} = \frac{3.436,09 \times 420 - 1963,48 \times 152}{0,85 \times 450 \times 40} = 74,8$$

$$M_n = (As \times fy - A's \times f's) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A's \times f's \times (d - d')$$

$$M_n = 781.165.216,6 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 0,9 \times 781.165.216,6 = 703.048.694,9 \text{ Nmm}$$

$M_u > M_{\text{tumpuan}}$ OK

- Tulangan Lapangan

Sebelum melakukan analisa desain perencanaan, perlu dilakukan cek apakah balok tersebut tergolong balok T atau tidak dengan perumusan sebagai berikut

$$be_1 = \frac{1}{4} \times lb = \frac{1}{4} \times 1070 = 267,5 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 16 \times t = 45 + 16 \times 15 = 285 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (Lb - bw) = \frac{1}{2} \times (400 - 45) = 177,5 \text{ cm}$$

Maka $be = 177,5 \text{ cm}$

$$M_u = 1,18 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3,82 \times 10^7}{0,9 \times 450 \times 584,5^2} = 2,49$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,49 \times 12,35}{420}} \right)$$

$$= 0,62\%$$

Karena nilai ρ terletak diantara ρ_{\min} dan ρ_{\max} maka digunakan nilai ρ .

$$A_{st} = 0,0062 \times 450 \times 584,5 = 1619,184 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 4D25 ($As = 1963,48 \text{ mm}^2$)

➤ Perhitungan syarat tulangan tekan:

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$
- $n_{bawah} \geq 1/3 \times 4$
- $n_{bawah} \geq 2$

ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah, syarat ≥ 2 buah. Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3D25 (As' = 1472,61 mm²)**

➤ Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{1.963,48}{450 \times 584,5} = 0,0074 > \rho_{perlu}$$

$$\rho' = \frac{As}{b \times d} = \frac{1.472,61}{450 \times 584,5} = 0,0056 > \rho_{perlu}$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times fc' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,0018 \geq \frac{0,85 \times 40 \times 0,76 \times 65,5}{420 \times 584,5} \times \frac{600}{600 - 420}$$

$0,0018 \leq 0,022$ (Tulangan tekan belum leleh)

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \beta_1 \times fc'}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| < f_y$$

$$f's = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{(0,0018) \times 420} \times \frac{65,5}{584,5} \right| < 420$$

$$f's = 1689 \text{ MPa} < 420$$

Maka diambil f's = 420 MPa

$$a = \frac{As \times f_y - A's \times f's}{0,85 \times b \times f'c} = \frac{1963,48 \times 420 - 1.472,62 \times 420}{0,85 \times 450 \times 40} = 0,03$$

$$M_n = (As \times f_y - A's \times f's) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A's \times f's \times (d - d')$$

$$M_n = 320.999.527,8 \text{ Nmm}$$

$$Mu = 0,9 \times 320.999.527,8 = 288.899.575 \text{ Nmm}$$

$Mu > M_{lapangan} \dots \text{OK}$

➤ Cek Balok T

$$T = As \times f_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.963,48 \times 420 \\
 &= 824.661,6 \text{ N} \\
 C &= 0,85 \times f'c \times be \times hf \\
 &= 0,85 \times 40 \times 177,5 \times 150 = 905.250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena $C > T$ maka dianggap balok T palsu dengan perilaku penampang seperti persegi

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times fy}{0,85 \times b \times f'c} = \frac{1963,85 \times 420}{0,85 \times 450 \times 40} = 53,9 \text{ mm} \\
 \rho_{aktual} &= \frac{As}{bw \times d} = \frac{1963,85}{450 \times 584,5} = 0,0074 > \rho_{min} \\
 c &= \frac{a}{\beta_1} = 70,54 \text{ mm} \\
 \varepsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 = \frac{584,5 - 70,54}{70,54} \times 0,003 \\
 &= 0,021 > 0,005
 \end{aligned}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut

- Penulangan pada tumpuan
 - Tulangan Atas = 7 D25 ($As = 3.436,09 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan Bawah = 4 D25 ($As = 1.963,48 \text{ mm}^2$)
- Penulangan pada lapangan
 - Tulangan Atas = 4 D25 ($As = 1.963,48 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan Bawah = 3 D25 ($As = 1.472,61 \text{ mm}^2$)

7.2.1.5. Perhitungan Tulangan Geser dan Torsi

- Perhitungan Tulangan Torsi

Pada perencanaan penulangan torsi balok, diambil nilai

$$Tu = 211936295 \text{ Nmm}$$

$$Vu = 557161,6 \text{ N}$$

- Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

$$\begin{aligned}
 Acp &= \text{Luas Penampang Beton} \\
 &= b \times h \\
 &= 450 \times 650 \\
 &= 292.500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Pcp = keliling luar penampang beton
 - = $2 \times (b + h)$
 - = 2200 mm

- $Bh = b - 2 \times \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}}$
 $= 357 \text{ mm}$
- $Hh = h - 2 \times \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}}$
 $= 557$
- $Aoh = bh \times hh$
 $= 198849 \text{ mm}^2$
- $Poh = 2 \times (bh + hh)$
 $= 1828 \text{ mm}$

➤ Kontrol Kebutuhan Torsi

Perencanaan torsi berdasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.5.1 yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

\emptyset = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga kebutuhan torsi

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{40} \left(\frac{292.500^2}{2200} \right)$$

$$211936295 \text{ Nmm} < 15310818.6 \text{ Nmm} \dots \text{NOT OK}$$

➤ Cek Penampang Balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2} \right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc} \right)$$

Dimana:

$$Vc = 0,17 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d = 277.252,6 \text{ N}$$

Sehingga:

- $\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d} \right)^2 + \left(\frac{Tu \times Po}{1,7 \times Aoh^2} \right)^2}$

$$\sqrt{\left(\frac{557161,6}{450 \times 584,5}\right)^2 + \left(\frac{211936295 \times 1828}{1,7 \times 198849}\right)^2} = 5,415$$

- $\emptyset \left(\frac{vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc} \right)$
 $0,75 \cdot \left(\frac{277.252,6}{450 \times 584,5} + 0,66 \sqrt{40} \right) = 5,796$
- $5,415 \leq 5,796$ (**OK**)

➤ Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsion nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 198849 \text{ mm}^2 = 169021,65 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\emptyset} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y t}{S} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{\emptyset \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_y t \cdot \cot \Theta} = 3,343 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

➤ Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \cdot Poh \cdot \left(\frac{f_y t}{f_y} \right) \cdot \cot^2 45^\circ$$

$$= 3,343 \cdot 1828 \cdot \left(\frac{250}{420} \right) \cdot \cot^2 45^\circ$$

$$= 3638,30 \text{ mm}^2 (\text{menentukan})$$

$$A_{1min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{fc} \cdot Acp}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot poh \cdot \left(\frac{f_y t}{f_y} \right)$$

$$= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 292500}{420} - 3,343 \cdot 1828 \cdot \left(\frac{250}{420} \right)$$

$$= -1529 \text{ mm}^2$$

A longitudinal untuk torsion dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsion untuk kiri kanan = $0,5 \times 3638,30 = 1819,25 \text{ mm}^2$.

Untuk memenuhi kebutuhan tersebut, maka digunakan 4 Tulangan D25 ($A = 1964,28 \text{ mm}^2$)

➤ Perhitungan Tulangan Geser

Berbeda dengan balok anak, balok induk menyatu dengan kolom sehingga balok induk juga menerima gaya gempa, oleh

karena itu, diperlukan perhitungan khusus untuk memperhitungkan gaya gempa yang terjadi dengan mempertimbangkan momen primer balok

$$M_{pr} = As \times 1,25 \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b}$$

Tabel 7.1. Perhitungan MPR

Lokasi		n	As	a	Mpr
		buah	mm ²	mm	kNmm
Tumpuan	Kiri	Atas	7	3.071	105,3775
		Bawah	4	1.963,495	67,37484
	Kanan	Atas	7	3.071	105,3775
		Bawah	4	1.963,495	67,37484

$$M_{pr_1} = 857.426,022,6 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr_2} = 567.796.933,9 \text{ Nmm}$$

$$Ln = 10300 \text{ mm}$$

$$\frac{Wu \times Ln}{2} = 418790 \text{ N} \text{ (dari nilai reaksi 1D + 1.2 L)}$$

➤ Analisa terhadap gempa kiri = gempa kanan

$$Vu = \frac{857+576}{10.3} - 418,79$$

$$Vu = -280,41 \text{ kN}$$

$$Vu = \frac{857+576}{10.3} + 418,79$$

$$Vu = 557,16 \text{ kN}$$

➤ Pemasangan Sengkang Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ apabila

- Mpr kurang dari setengah total geser kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{857 + 576}{10.3} > 0,5 \times 557,16$$

$$138,371 > 278,58 \dots \text{Not OK}$$

- Gaya Aksial Tekan < Kemampuan tahan beton terhadap tekan

$$24,88 \text{ kN} < 0,2 \times Ag \times fc$$

$$24,88 \text{ kN} < 0,2 \times 2292500 \times 40 \text{ N}$$

$$24880 \text{ N} < 2.340.000 \text{ N} \dots OK$$

Karena hanya satu syarat saja yang memenuhi, nilai V_c tidak bisa dianggap 0.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 584,5 \\ &= 277.252,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 206.100 \text{ N} \\ &= 207.939,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5 \phi V_c = 103.969,8 \text{ N}$$

Nilai V_u melebihi nilai ϕV_c maka diperhitungkan jarak tulangan dengan perhitungan

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{557,16}{0,75} - 277,252 = 465,628 \\ \frac{Av}{s} &= \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{557,16}{350 \times 40} = 1,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan transversal untuk penahan gaya geser dan torsi adalah

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 1,89 + 3,343 = 5,24$$

Dengan menggunakan sengkang 4D13 didapatkan

$$Av = 4 \times 132,73 \text{ mm}^2 = 530,92$$

$$S = \frac{530,92}{5,24} = 101 \text{ mm}$$

Maka sengkang yang dipakai adalah 4D13 dengan jarak 100 mm

Dengan memperhatikan jarak sengkang maksimum dimana

$$- \frac{d}{4} = \frac{584,5}{4} = 146,125$$

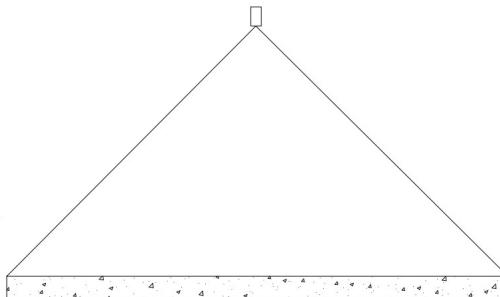
$$- 6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 100 mm

7.2.1.6. Pengangkatan pada Balok Induk Tipe 1

Pengangkatan pada elemen pracetak harus direncanakan sedemikian rupa agar tulangan yang disiapkan mampu menahan gaya angkat yang dilakukan.



Gambar 7.4. Gambar Pengangkatan Balok Anak

➤ Kondisi Pengangkatan

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L = 10,7 \text{ m}$$

➤ Pembebaan

Beban yang bekerja pada saat pengangkatan hanya berat sendiri dari balok sehingga

$$\text{Berat Sendiri} = 0,45 \times 0,5 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

Reaksi pada sling dihitung dengan menganggap sebagai perletakan sehingga

$$P = \frac{1,2 \times 1,4 \times 540 \times 10,7}{2} = 9.707,04 \text{ kg}$$

Pengangkatan dilakukan dengan metode pengangkatan diujung-ujung balok sehingga momen yang dapat

$$\begin{aligned} \text{Mu lapangan} &= \frac{1}{8} \times 540 \times 10,7^2 \\ &= 7.728,289 \text{ kgfm} \\ &= 77.282.890 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

➤ Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 9.707,04 \text{ kg}$$

Menurut PBBI, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 420 \text{ MPa}$ adalah $f_y/1.5$

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

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 9.70 ,04}{\pi \times 2800}} = 2.1 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan angkat D22 (22 mm)

➤ Momen yang Terjadi

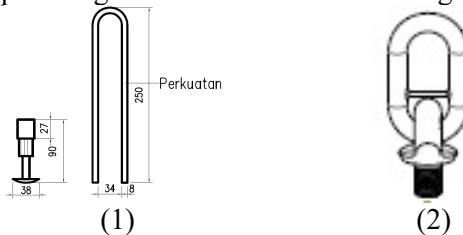
$$M_u = 77.282.890 \text{ Nmm}$$

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{77.282.890}{\frac{1}{6} \times 450 \times 500^2} = 4.12 \text{ MPa}$$

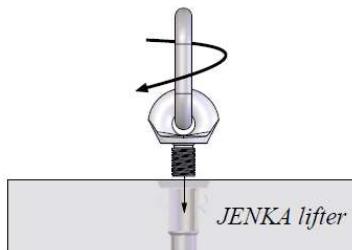
$$f \leq f'r = 0,7 \sqrt{40} = 4,42 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

➤ **Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah JL24, dengan kemampuan angkat beban sebesar 25kN dengan sudut 0° - 90° .



Gambar 7.5. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 7.6. JENKA Lifter

7.2.2. REKAPITULASI PENULANGAN

Dari hasil perhitungan seperti contoh diatas maka untuk balok tipe 2 dan 3 hasilnya ditampilkan dalam rekapitulasi sebagai berikut.

TYPE DIMENSI BXH(mm)	B1		B2	
	TUMPUAN 450 x 650	LAPANGAN	TUMPUAN 300 x 450	LAPANGAN
POSISI				
POTONGAN				
TUL. ATAS	7025	5022	6022	3022
TUL. BAWAH	5025	5022	3022	4022
TUL. PINGGANG	2025	2022	2022	2022
SENGANG	4D13-100	2D13-100	2D10-100	2D10-200

Gambar 7.7. Rekapitulasi Penulangan Balok B1 dan B2

TYPE DIMENSI BXH(mm)	BA		B3	
	350 x 500	LAPANGAN	300 x 450	LAPANGAN
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D25	3D25	3D22	2D22
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D22	2D22
TUL. PINGGANG			2D22	2D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D10-150	2D10-200

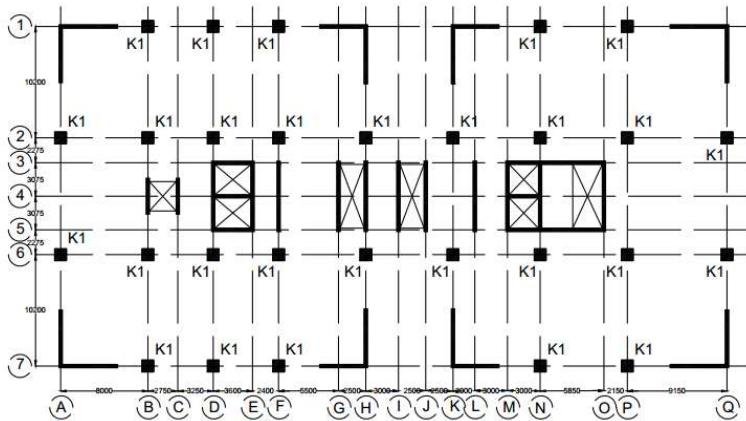
Gambar 7.8. Rekapitulasi Penulangan Balok Anak dan B3

7.3. PERENCANAAN KOLOM

Kolom merupakan struktur primer yang berfungsi untuk memikul seluruh beban yang diterima struktur dan berfungsi untuk meneruskan beban yang diterima ke pondasi

7.3.1. DATA UMUM PERENCANAAN KOLOM :

- Dimensi kolom Lt. B1-10 : 100/100 cm
Lt.11-21 : 75/75 cm
- Ketebalan Shearwall : 300 mm
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 40 Mpa



Gambar 7.9. Denah Kolom (K1)

7.3.2. PERENCANAAN KOLOM LANTAI B1-10 K1

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 100/100cm, yaitu:

$$P_{u\max} : 18.007,3 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} : 472,16 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} : 4,55 \text{ KNm}$$

7.3.2.1. Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
1000 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4
Rasio b/h = 1000/1000 = 1 > 0.4

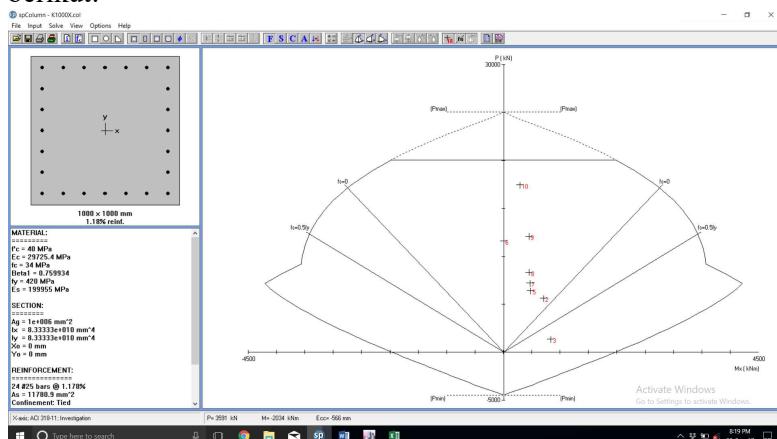
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 18.007,3 KN

$$18007,3 \text{ KN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

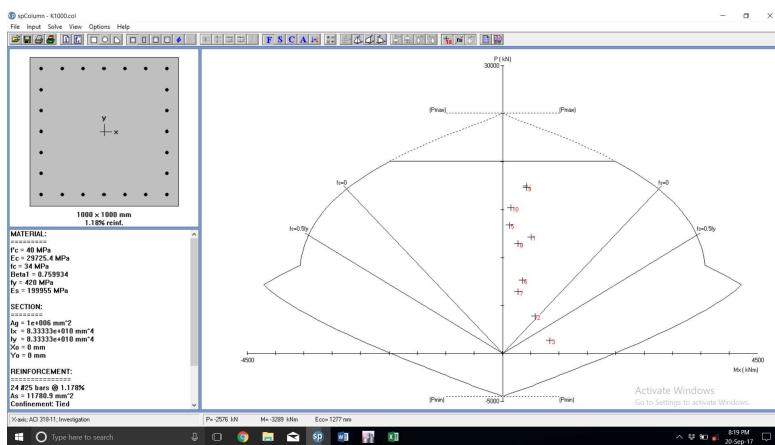
$$18007,3 \text{ KN} \geq 4000 \text{ KN.....OK}$$

7.3.2.2. Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 7.10. Output Diagram Interaksi K1 Arah X



Gambar 7.11. Output Diagram Interaksi K1 Arah Y

Bisa kita lihat dari output diatas bahwa semua interaksi gaya tekan dan momen masuk dalam grafik interaksi tersebut sehingga dapat kita simpulkan bahwa kolom dapat menahan interaksi momen yang terjadi.

7.3.2.3. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada 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 .

$$A_s = 11.785,71 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1.000.000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 24D25, dengan rasio tulangan = 1,17 % (OK)

7.3.2.4. 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.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 18.007,3 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1.000.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 24 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 11.785,71 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\varnothing P_n = 20.0446,67 \text{ KN} > P_u = 18.007,3 \text{ KN} \text{ (OK)}$$

7.3.2.5. Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1

$$f_s = 1.25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

Dengan penginputan ulang ke dalam program bantu ETABS dan EXCEL, kita dapatkan

$$L_n = 3500 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3224 \text{ kNm}$$

$$V_{ex} = \frac{M_{pr}}{L_n} = \frac{3224000}{3500} = 1842,34 \text{ kN} > 472,33 \text{ kN}$$

7.3.2.6. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan transversal (Ash) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013

➤ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$

- $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$

- $S_o = 100 + \left(\frac{1000 - (0.5 \times (1000 - 2 \times (40 + 13/2))))}{3} \right) = 277,83 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis adalah 100 mm.

Ash_{min} sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 1000 - 50 - 2 \times 13 = 907 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (600 - 50 \times 2) \times (600 - 50 \times 2) = 822649 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{fyt} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 907 \times 40}{420} \left[\frac{1000000}{822649} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 558,67 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 1000 \times 40}{420} = 777,42 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 6D13-100

$$(A_{sh} = 796,39 \text{ mm}^2) > 777,42 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari:

$$- 6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$

7.3.2.7. Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

$$Nu = 472,33 \text{ kN}$$

$$Tu = 4,55 \text{ kNm}$$

$$Ag = 1.000.000 \text{ mm}^2$$

$$Acp = 822,649 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 3628 \text{ mm}$$

$$Tn = \emptyset 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33\sqrt{fc}}}$$

$$Tn = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{822649^2}{3628} \right) \sqrt{1 + \frac{472330}{0.33\sqrt{40}}}$$

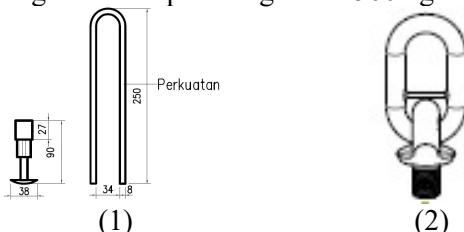
$$Tn = 743314,1 \text{ KNm}$$

$$\begin{array}{ccc} T_n & > & T_u \\ 743314,1 \text{ KNm} & > & 4 \text{ KNm} \end{array}$$

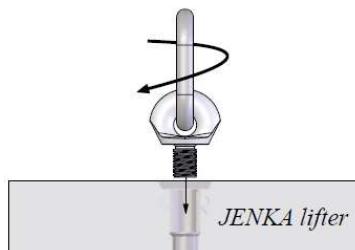
Maka tulangan torsi diabaikan.

7.3.2.8. Pengangkatan Kolom Pracetak

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis Jenka Lifting System dari Peikko Gorup. Tipe yang digunakan adalah JL-52 dengan kemampuan angkat 12.500 kg dengan sudut 0° - 90° .



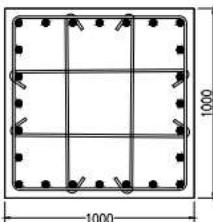
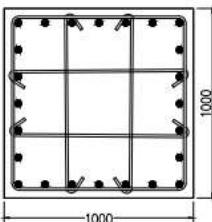
Gambar 7.12. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



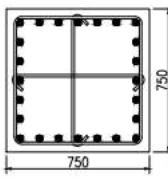
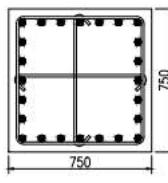
Gambar 7.13. JENKA Lifter

7.3.3. REKAP PENULANGAN

Cara penulangan dari 7.3.2.1 hingga 7.3.2.8. dilakukan ulang pada kolom tipe II sehingga dapat disusun rekapitulasi penulangan sebagai berikut

K1		
KONDISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
PENAMPANG KOLOM	1000 mm x 1000 mm	1000 mm x 1000 mm
TULANGAN	24 D25	24 D25
BEGEL	4D13 - 100	4D13 - 100

Gambar 7.14. Rekapitulasi Penulangan Kolom K1

K2		
KONDISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
PENAMPANG KOLOM	750 mm x 750 mm	750 mm x 750 mm
TULANGAN	20 D25	20 D25
BEGEL	3D13 - 100	3D13 - 100

Gambar 7.15. Rekapitulasi Penulangan Kolom K2

7.4. PERENCANAAN DINDING GESEN PRACETAK

Seluruh dinding geser menahan gaya 70-75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Sesuai dengan judul perencanaan di tugas akhir ini, dinding geser menggunakan dinding geser pracetak yang dibagi menjadi 3 tipe penampang

7.4.1. DATA PERENCANAAN DINDING GESEN

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

- Panjang Dinding Geser : Tipe 1 (3.15 m)
 : Tipe 2 (2.5 m)
 : Tipe 3 (2 m)
- Tebal Dinding : 30 cm
- Tebal Decking : 40 mm
- d' : 360 mm
- Mutu Tulangan (f_y) : 420 MPa
- Tinggi lantai : 350 cm untuk lt. 2-21
 : 400 cm untuk Basement
 : 500 cm untuk lt. 1

7.4.2. DATA PEMBEBANAN SHEARWALL TIPE A

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada *shearwall* yaitu

- | | |
|-----------------|--------------|
| Gaya aksial Ult | : 5513,84 kN |
| Momen Ultimate | : 4235 kNm |
| Geser | : 2156,8 kN |

7.4.3. KONTROL KETEBALAN MINIMUM DINDING GESEN

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} \times 3150 = 126 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$ OK
2. $240 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$ OK

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan.

7.4.4. KONTROL DIMENSI PENAMPANG TERHADAP GAYA GESER

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$2156,8 \text{ KN} < 0.83(945000)\sqrt{40}$$

$$2156,8 \text{ KN} < 4960,66 \text{ KN} \dots Ok$$

7.4.5. KONTROL DIMENSI PENULANGAN GESER *SHEAR WALL*

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2: bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 x A_{cv} x \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17 x 300 x 3150 x \sqrt{40}$$

$$2156,8 \text{ KN} > 1016,04 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$300 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan tersebut, penulangan dinding geser menggunakan dua lapis.

7.4.6. PENULANGAN GESER VERTIKAL DAN HORIZONTAL

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \emptyset Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{75.5}{3.15} = 23.96 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D13 ($As = 265.46 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{As}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{260 \times 200} = 0,0051$$

$$Vn = 300 \times 3150 [0.17\sqrt{40} + 0.0051 \times 420] \\ = 3.042.249 \text{ N}$$

$$Vn = 3042,249 \text{ KN}$$

$$Vu < Vn$$

$$2.156,8 \text{ KN} < 3.042,249 \text{ KN} \quad Ok$$

7.4.7. KONTROL RASIO TULANGAN VERTIKAL DAN HORIZONTAL

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($As = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{As}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{260 \times 200} = 0,0051 > 0,0025$$

7.4.8. KONTROL SPASI TULANGAN VERTIKAL DAN HORIZONTAL

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari:
 $s \leq \frac{Lw}{5} = 1400 \text{ mm (OK)}$
 $s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$
 $s \leq 450 \text{ mm (OK)}$
S pakai = 200 mm (OK)

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari:

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1333,3 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 200 mm (OK)

7.4.9. KONTROL KOMPONEN BATAS

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2f'c. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{4235 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 300 \times 3150^2} + \frac{2156,8 \times 10^3}{300 \times 3150} > 0.2 \times 40$$

14,37 MPa > 8 MPa (Butuh Komponen Batas)

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{73,3}{75500} = 0.00097 < 0.007$$

$\frac{\delta u}{hw}$ pakai = 0.007

$$C > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} = \frac{3150}{600(0.007)} = 750 \text{ mm}$$

Nilai C didapat dari output SpColumn dengan nilai C sebesar 478,716 mm

Sehingga

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})}$$

478,716 mm > 750 mm (Butuh Komponen Batas)

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang

secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 478,716 - 0.1(3150) = 163,716 \text{ mm}$
(menentukan)
- $C/2 = 478,716/2 = 239,35 \text{ mm}$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 300 mm

7.4.10. PENULANGAN PADA KOMPONEN BATAS

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas.

Dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 300 = 75 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (260 - 2 \times (40 + 19/2)))}{3} \right)$$

$$= 189 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Diambil $s = 100 \text{ mm}$

$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s \times hc \times f'c}{f_y} = \frac{0.09 \times 100 \times 237.5 \times 40}{420} = 152 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang kaki 2D16 - 100

$$As = 201,06 \text{ mm}^2 > 152 \text{ mm}^2$$

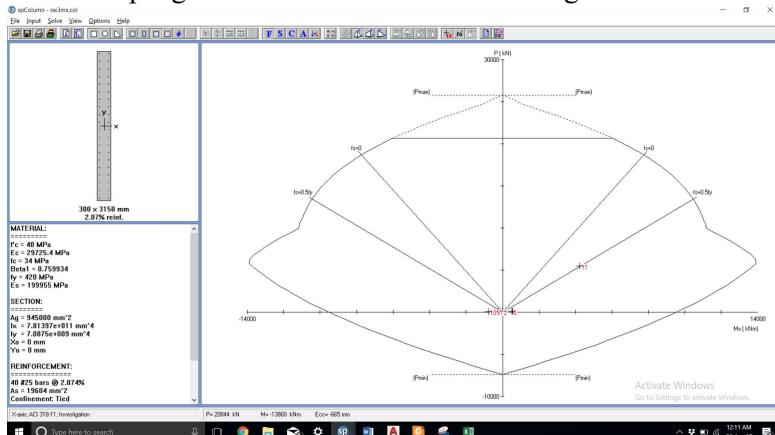
Penulangan dinding geser X dan dinding geser arah Y penulangannya disamakan karena ada dinding geser berbentuk C yang menahan beban dari 2 arah.

7.4.11. PEGECEKAN TULANGAN DENGAN SPCOLUMN

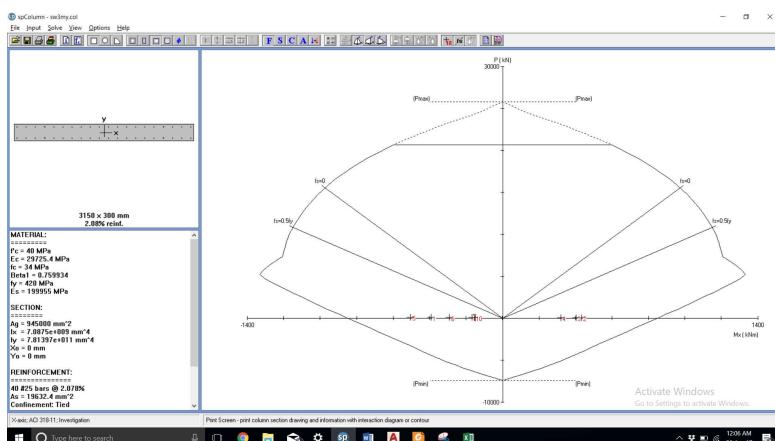
Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya,

maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn untuk mengolah datanya.

Hasil dari pengolahan data tersebut adalah sebagai berikut



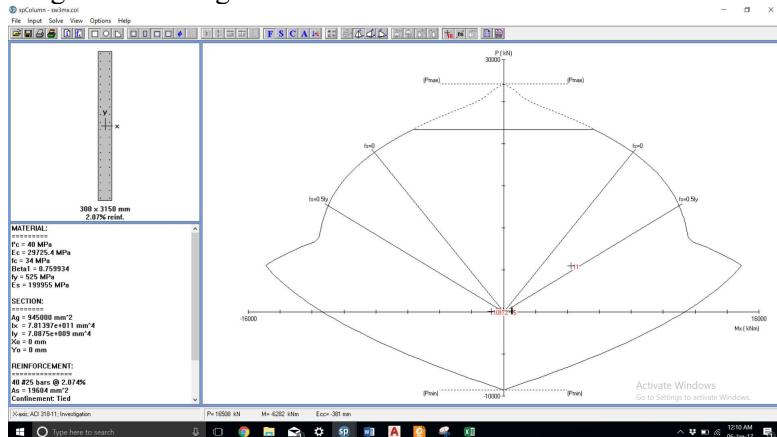
Gambar 7.16. Diagram Interaksi Shear Wall Tipe 1 Arah Y



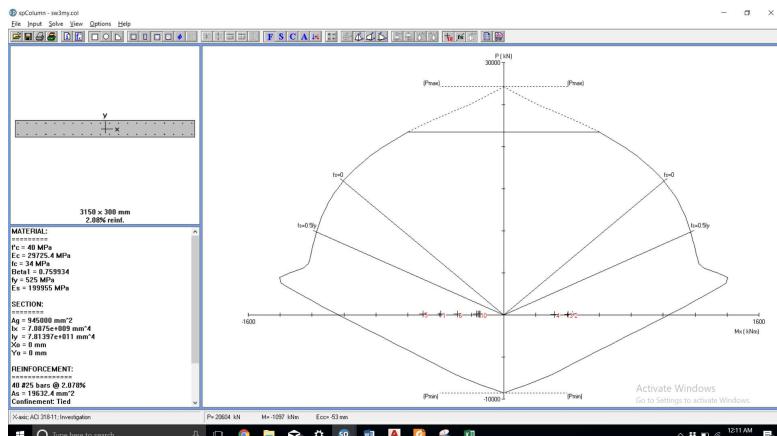
Gambar 7.17. Diagram Interaksi Shear Wall Tipe 1 Arah X

Kombinasi beban dan momen maksimum yang bekerja pada dinding geser masih memenuhi ($M_u < \Omega M_n$). Setelah itu di

cek kondisi setelah tulangan mengalami leleh (setelah Mpr) dengan hasil sebagai berikut.



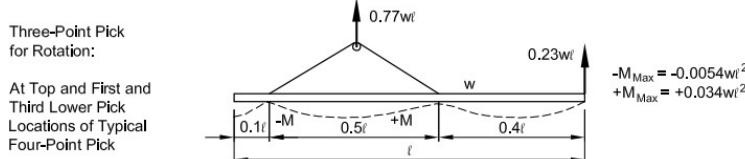
Gambar 7.18. Diagram Interaksi MPR Shear Wall 3m Arah X



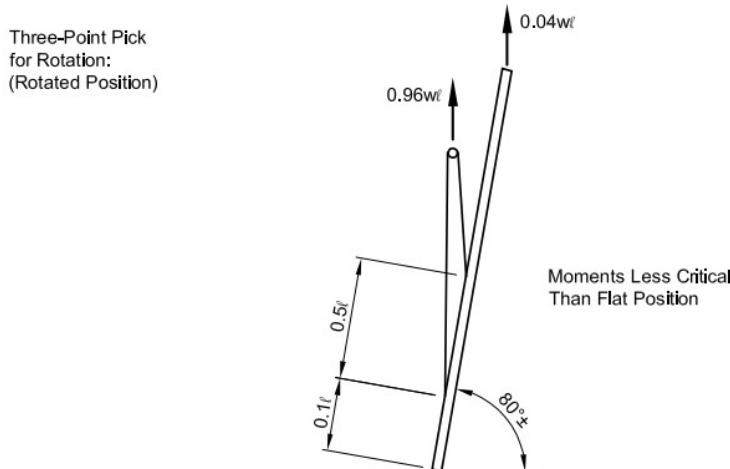
Gambar 7.19. Diagram Interaksi MPR Shear Wall 3m arah Y

7.4.12. PENGANGKATAN PADA SHEARWALL TIPE 1

Pengangkatan pada elemen pracetak harus direncanakan sedemikian rupa agar tulangan yang disiapkan mampu menahan gaya angkat yang dilakukan.



Gambar 7.20. Pengangkatan Shearwall



Gambar 7.21. Kondisi Erection Shearwall

➤ Kondisi Pengangkatan

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 3150 \text{ mm}$$

$$L = 3500 \text{ mm}$$

➤ **Pembebanan**

Beban yang bekerja pada saat pengangkatan hanya berat sendiri dari shearwall yang dikalikan dengan *safety factor* pengangkatan sehingga

$$\text{Berat Sendiri} = 3,15 \times 0,3 \times 2400 \times 1,2 = 2721,6 \text{ kg/m}$$

Dengan menggunakan Three-Point Pick dari PCI Handbook, momen negatif terbesar dan momen positif terbesar adalah

$$M_{-Max} = -0,0054 \times w \times l^2$$

$$M_{-Max} = -0,0054 \times 2721,6 \times 3,5^2$$

$$M_{-Max} = 180 \text{ kgfm}$$

$$M_{-Max} = 18 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{+Max} = 0,034 \times w \times l^2$$

$$M_{+Max} = 0,034 \times 2721,6 \times 3,5^2$$

$$M_{+Max} = 1133,54 \text{ kgfm}$$

$$M_{+Max} = 11,35 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

Sedangkan P_u max terjadi ketika erection sehingga

$$P_u = 0,96 \times w \times l$$

$$P_u = 0,96 \times 2721,6 \times 3,5$$

$$P_u = 9144,576 \text{ kg}$$

➤ **Tulangan Angkat Balok Anak**

$$P_u = 9.144,576 \text{ kg}$$

Menurut PBBI, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 420 \text{ MPa}$ adalah $f_y/1,5$

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

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 9.144,576}{\pi \times 2800}} = 2,1 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan angkat D22 (22 mm)

➤ Momen yang Terjadi

$$\text{Mu} = 11,35 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

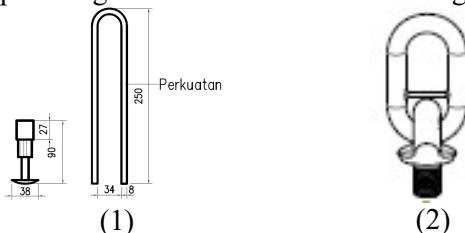
$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{11,35 \times 10^9}{\frac{1}{6} \times 300 \times 3500^2} = 18.53 \text{ MPa}$$

Menurut PCI nilai f harus kurang dari $5\sqrt{f'c}$, maka

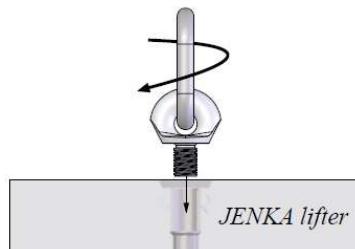
$$f \leq f'r = 5\sqrt{40} = 31,62 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

➤ **Pemilihan Profil Tulangan Angkat**

Tulangan angkat yang digunakan adalah jenis *JENKA* dari *Peikko Group*. Tipe yang digunakan adalah JL52, dengan kemampuan angkat beban sebesar 12.500 dengan sudut 0°-90°.



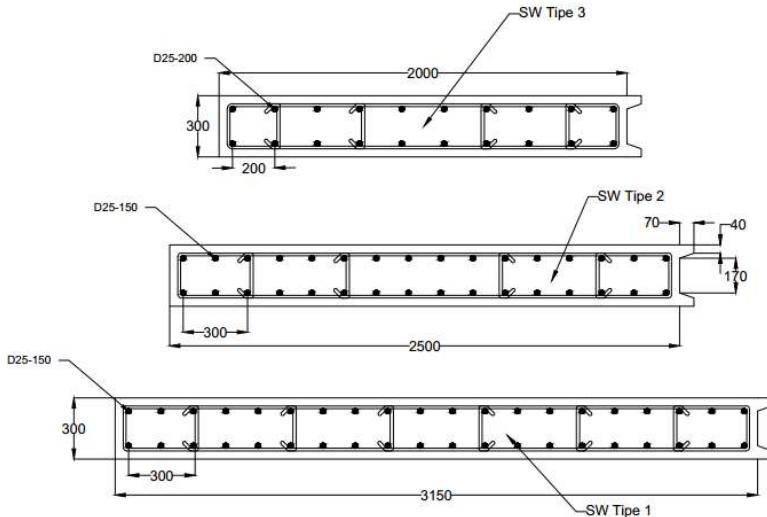
Gambar 7.22. (1) Profil BSA dan Perkuatan (2) Profil Kait JL



Gambar 7.23. JENKA Lifter

7.4.13. REKAPITULASI PENULANGAN SHEAR WALL

Cara perhitungan dari sub-bab 7.4.1 hingga 7.4.11 dilakukan juga pada shear wall tipe B dan C sehingga didapatkan rekapitulasi sebagai berikut.



Gambar 7.24. Rekapitulasi Penulangan Shearwall

"Halaman ini sengaja dikosongkan..."

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN ELEMEN PRACETAK

8.1. UMUM

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

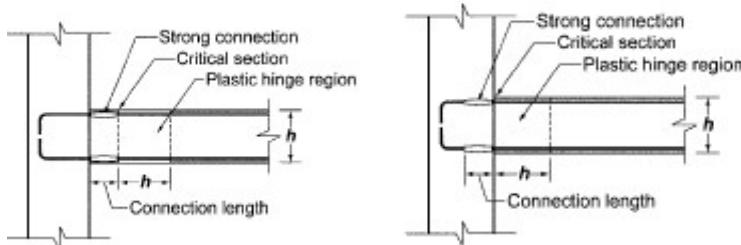
Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (non topping) seperti mechanical connection dan welding connection yang cukup rumit.

Untuk sambungan basah dalam daerah joint, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton topping. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (shear connector) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat topping agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

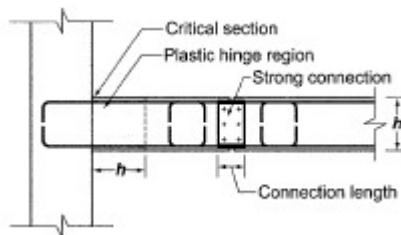
Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan. Baik sambungan cor setempat maupun sambungan grouting sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (cast in situ).

8.2. KONSEP DESAIN SAMBUNGAN

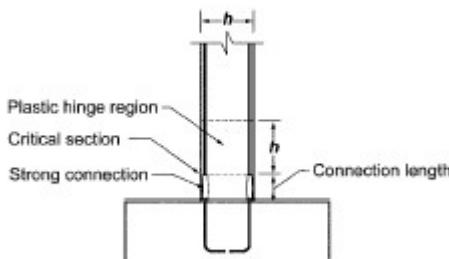
Konsep desain sambungan pada perencanaan gedung Apartemen One East ini berdasarkan dengan detail sambungan yang disyaratkan pada ACI 318M-14 pasal 18.9 sebagai berikut:



Gambar 8.1. Detail Sambungan Balok Kolom



Gambar 8.2. Detai Sambungan Balok-Balok



Gambar 8.3. Detail Sambungan Kolom - Pondasi

Sambungan direncanakan dengan menggunakan produk dari *Peikko Group* dan *NMB Splice Sleeve*. Sambungan antar balok – kolom dan balok – balok menggunakan *Modix Coupler* dari produk *Peikko* untuk menyalurkan tulangan antar elemen pracetak, dan untuk menahan beban balok dan geser friksi digunakan konsol pendek. Sedangkan untuk sambungan antar kolom-kolom menggunakan *Splice Sleeve* kemudian digrout khusus dengan mortar mutu tinggi sehingga menjadi satu kesatuan.

8.3. PERENCANAAN KONSOL PADA ELEMEN PRACETAK

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom maupun balok induk dan balok anak, dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan begitupun antara balok induk dan balok anak. Perencanaan konsol tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 8.4. Geometrik Konsol Pendek

8.3.1. PERHITUNGAN KONSOL PENDEK

Dalam perencanaan konsol pendek, akan diberikan contoh perhitungan konsol pada kolom dan balok 50/75 cm. Berikut merupakan perhitungan konsol pendek pada kolom:

- Data Perencanaan:

V _u	:	601.95 kN
N _u	:	10.42 kN
f' _c	:	40 Mpa
f _y	:	420 Mpa
Decking (d')	:	40 mm
D _{longitudinal}	:	19 mm
D' transversal	:	16 mm
b	:	400 mm
h	:	350 mm
d _x	:	h - d' - 0.5D = 300.5 mm
a	:	215 mm
l	:	430

- Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi \times 0.85 \times f'c \times Al$$

$$Al = \frac{601,95 \times 10^3}{0,85 \times 40 \times 0.75}$$

dipakai pelat landasan 400 x 300 mm² = 120000 mm² (tebal 15 mm)

- Menentukan Luas Tulangan Geser Friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n = \frac{601,95 \times 10^3}{0,75} = 802600N$$

$$0,2 f'c \times bw \times d = 0,2 \times 40 \times 400 \times 300,5 \\ = 8026200 N > V_n \dots \text{OK}$$

$$11 bw d = 11 \times 400 \times 300,5 \\ = 961600 N > V_n \dots \text{OK}$$

- **Luas Tulangan Lentur**

Digunakan perletakan sendi-rol dalam perencanaan konsol pendek yang mengijinkan adanya deformasi lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susur jangka pajang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned} Mu &= V_{ua} \times a + N_{uc} (h-d) \\ &= (601 \times 1000 \times 215) + (10420 \times (350-300.5)) \\ &= 129689110 \text{ Nmm} = 129,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Avf_1 = \frac{Mu}{\phi f_y jd} = \frac{129689110}{0.75 \times 420 \times 0.85 \times 300.5} = 1611,86$$

$$Avf_2 = \frac{Vn}{f_y \times 1,4} = \frac{802600}{420 \times 1,4} = 1346,966 \text{ mm}$$

Jadi dipakai $Avf = 1611,86 \text{ mm mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times f_y} = \frac{10420}{0.75 \times 420} = 33.079 \text{ mm}$$

- **Pemilihan Tulangan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_{vf} + A_n = 1611,86 + 33,07 = 1644,93 \text{ mm}^2$$

$$Asc = \left(\frac{2 \times Avf}{3} + An \right) = \left(\frac{2 \times 1611,86}{3} + 33,07 \right) = 1107,64$$

$As = 1644,93 \text{ mm}^2$ menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5 (As - A_n) \\ &= 0,5 (1644,93 - 33,07) \\ &= 805,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan As 6D19 ($As = 1701,17 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan Ah 3D19 ($Ah = 850,58 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang (2/3) $d = 200$ (vertikal)
dengan spasi $100/2 = 50 \text{ mm}$.

8.4. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK – KOLOM

Sambungan balok dengan kolom memanfaatkan panjang penyaluran pada tulangan balok. Tulangan balok nantinya akan diteruskan atau dikaitkan ke dalam kolom. Panjang penyaluran bagian bawah akan menerima tekan dan panjang penyaluran bagian atas akan menerima Tarik. Maka perhitungan panjang penyaluran dihitung dalam dua kondisi yaitu tekan dan tarik. Pada sambungan balok-kolom terdapat 2 kondisi yaitu sambungan *single sided connection* dan *double sided connection*.

Dalam perencanaan sambungan ini akan digunakan produk sambungan dari *Peikko group* yaitu dengan menggunakan *Modix Rebar Couplers*. Diketahui bahwa *Modix Rebar Coupler* didesain untuk sambungan elemen pracetak yang tahan terhadap gaya tarik maupun gaya tekan yang terjadi pada penampang beton. Kekuatan leleh yang dimiliki oleh *Modix Rebar Coupler* adalah 550 Mpa, sehingga sambungan Coupler ini dapat digunakan karena kekuatan leleh pada baja tulangan hanya 420 Mpa. Dalam perencanaan tulangan atas dan bawah digunakan *Modix Rebar Coupler type PM*. Untuk kait standard juga menggunakan produk *Peikko Group* yang sesuai dengan perhitungan berikut :

8.4.1. SAMBUNGAN BALOK 45/60

➤ Single Sided

$$db = 25 \text{ mm}$$

○ Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3, maka :

$$l_{dc} \geq 0.24 \times \frac{fy}{\sqrt{fc}} \times db$$

$$l_{dc} \geq 0.043 \times fy \times db$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{dc} \geq 0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc}} db = 0.24 \frac{420}{\sqrt{40}} 25 = 398.447 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 0.043 fy db = 0.043 \times 420 \times 25 = 451.5 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 450$ mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 db = 12 \times 25 = 300$ mm

- **Pemilihan Profil Sambungan**

Sambungan tulangan pada bagian tekan menggunakan Modix Coupler SM25A P12 – 750(450) -- PM25-- SM25B P- 1300, pada bagian balok panjang Coupler sepanjang $2 \times h = 2 \times 650$ mm = 1300 mm.

- **Kontrol Kekuatan Sambungan**

Kekuatan sambungan harus lebih besar dari 1,25 kali kekuatan tulangan.

Modix Coupler SM25A mempunyai dimensi

\varnothing luar = 41 mm

\varnothing rebar = 25 mm

Fy = 355 MPa

Maka

$$N_{rd} \geq 1,25 \times As \times fy$$

$$(41^2 - 25^2) \times \frac{\pi}{4} \times 355 \geq 1,25 \times 490,81 \times 420$$

$$829,38 \times 355 \geq 257.708,1 N$$

$$294.430,1 \geq 257.708,1 N \dots (\text{OK})$$

Kekuatan tarik sambungan lebih besar daripada kekuatan tulangan pada kondisi leleh sehingga sambungan dapat digunakan.

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,29 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{l_{hb} \times f_y}{400} = 395,29 \times \frac{420}{400} = 415 \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai ldh = 450 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 300 \text{ mm}$.

- **Pemilihan Profil Sambungan**

Sambungan tulangan pada bagian tekan menggunakan **Modix Coupler SM25A L- 450-- PM25-- SM25B P- 1300**, pada bagian balok panjang Coupler sepanjang $2 \times h = 2 \times 650 \text{ mm} = 1300 \text{ mm}$.

- **Kontrol Kekuatan Sambungan**

Kekuatan sambungan harus lebih besar dari 1,25 kali kekuatan tulangan.

Modix Coupler SM25A mempunyai dimensi

\emptyset luar = 41 mm

\emptyset rebar = 25 mm

Fy = 355 MPa

Maka

$$N_{rd} \geq 1,25 \times As \times f_y$$

$$(41^2 - 25^2) \times \frac{\pi}{4} \times 355 \geq 1,25 \times 490,81 \times 420$$

$$829,38 \times 355 \geq 257.708,1 N$$

$$294.430,1 \geq 257.708,1 N \dots (\text{OK})$$

Kekuatan tarik sambungan lebih besar daripada kekuatan tulangan pada kondisi leleh sehingga sambungan dapat digunakan.

➤ **Double Sided**

db = 25 mm

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3, maka :

$$l_{dc} \geq 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \times db$$

$$l_{dc} \geq 0.043 \times f_y \times db$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{dc} \geq 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} db = 0.24 \frac{420}{\sqrt{40}} 25 = 398.447 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 0.043 f_y db = 0.043 \times 420 \times 25 = 451.5 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai ldh = 450 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12 db = 12 x 25 = 300 mm

- **Pemilihan Profil Sambungan**

Untuk sambungan double sided, profil dari sambungan ditentukan juga oleh lebar kolom, sehingga

1. Untuk kolom ukuran 1/1 m digunakan **Modix Coupler SM25A-D-1000-PM25-SM25B-P1300**
2. Untuk kolom ukuran 0.75/0.75 m digunakan **Modix Coupler SM25A-D750-PM25-SM25B-P1300**

Panjang tulangan bagian balok sepanjang 2 x h yaitu 1300 mm

- **Kontrol Kekuatan Sambungan**

Kekuatan sambungan harus lebih besar dari 1,25 kali kekuatan tulangan.

Modix Coupler SM25A mempunyai dimensi

Ø luar = 41 mm

Ø rebar = 25 mm

Fy = 355 MPa

Maka

$$N_{rd} \geq 1,25 \times As \times fy$$

$$(41^2 - 25^2) \times \frac{\pi}{4} \times 355 \geq 1,25 \times 490,81 \times 420$$

$$829,38 \times 355 \geq 257.708,1 N$$

$$294.430,1 \geq 257.708,1 N \dots (\text{OK})$$

Kekuatan tarik sambungan lebih besar daripada kekuatan tulangan pada kondisi leleh sehingga sambungan dapat digunakan.

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,29 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{l_{hb} \times fy}{400} = 395,29 \times \frac{420}{400} = 415 \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai ldh = 450 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12 db = 300 mm.

- **Pemilihan Profil Sambungan**

Untuk sambungan double sided, profil dari sambungan ditentukan juga oleh lebar kolom, sehingga

3. Untuk kolom ukuran 1/1 m digunakan Modix Coupler SM25A-D-1000-PM25-SM25B-P1300
4. Untuk kolom ukuran 0.75/0.75 m digunakan Modix Coupler SM25A-D750-PM25-SM25B-P1300

Panjang tulangan bagian balok sepanjang 2 x h yaitu 1300 mm

- **Kontrol Kekuatan Sambungan**

Kekuatan sambungan harus lebih besar dari 1,25 kali kekuatan tulangan.

Modix Coupler SM25A mempunyai dimensi

\varnothing luar = 41 mm

\varnothing rebar = 25 mm

Fy = 355 MPa

Maka

$$N_{rd} \geq 1.25 \times As \times fy$$

$$(41^2 - 25^2) \times \frac{\pi}{4} \times 355 \geq 1,25 \times 490,81 \times 420$$

$$829,38 \times 355 \geq 257.708,1 N$$

$$294.430,1 \geq 257.708,1 N \dots (\text{OK})$$

Kekuatan tarik sambungan lebih besar daripada kekuatan tulangan pada kondisi leleh sehingga sambungan dapat digunakan.

8.4.2. REKAPITULASI SAMBUNGAN

Berdasarkan cara perhitungan di atas, maka kita bisa dapatkan rekapitulasi sambungan sebagai berikut

Tabel 8.1. Rekapitulasi Profil Sambungan

Tipe Balok	Tipe Kolom	l _{dc}	l _{dh}	Profil Sambungan			
				Single Sided		Double Sided	
				Tarik	Tekan	Tarik	Tekan
45/65	1 x 1 m	450	450	Modix Coupler SM25A L-450-PM25-SM25B P-1300	Modix Coupler SM25A L- 750(450)- PM25-SM25B P-1300	Modix Coupler SM25A-D-1000- PM25-SM25B-P1300	Modix Coupler SM25A-D-1000- PM25-SM25B-P1300
45/65	0.75 x 0.75 m	450	450	Modix Coupler SM25A L- 450-PM25-SM25B P-1300	Modix Coupler SM25A L- 750(450)- PM25-SM25B P-1300	Modix Coupler SM25A-D750-PM25- SM25B-P1300	Modix Coupler SM25A-D750-PM25- SM25B-P1300
30/45	1 m x 1 m	450	450	Modix Coupler SM25A L- 450-PM25-SM25B P-900	Modix Coupler SM25A L- 750(450)- PM25-SM25B P-900	Modix Coupler SM25A-D-1000- PM25-SM25B-P900	Modix Coupler SM25A-D-1000- PM25-SM25B-P900
30/45	0.75 x 0.75 m	450	450	Modix Coupler SM25A L- 450-PM25-SM25B P-900	Modix Coupler SM25A L- 750(450)- PM25-SM25B P-900	Modix Coupler SM25A-D750-PM25- SM25B-P900	Modix Coupler SM25A-D750-PM25- SM25B-P900

8.5. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK ANAK – BALOK INDUK

Karena hanya ada 1 tipe balok anak (45/65) dan balok anak tersebut terhubung dengan 1 tipe balok induk (45/65) maka cukup direncanakan 1 tipe sambungan

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3, maka :

$$l_{dc} \geq 0.24 \times \frac{fy}{\sqrt{fc}} \times db$$

$$l_{dc} \geq 0.043 \times fy \times db$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{dc} \geq 0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc}} db = 0.24 \frac{420}{\sqrt{40}} 25 = 398.447 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 0.043 fy db = 0.043 \times 420 \times 25 = 451.5 \text{ mm}$$

$$l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai ldh = 450 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12 db = 12 x 25 = 300 mm

- **Pemilihan Profil Sambungan**

Sambungan tulangan pada bagian tekan menggunakan **Modix Coupler SM25A P-750(450)-PM25-SM25B P-1300**, pada bagian balok panjang Coupler sepanjang $2 \times h = 2 \times 650 \text{ mm} = 1300 \text{ mm}$.

- **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{fy}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,29 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{l_{hb} \times f_y}{400} = 395,29 \times \frac{420}{400} = 415 \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai l_{dh} = 450 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12 db = 300 mm.

o Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan tulangan pada bagian tekan menggunakan **Modix Coupler SM25A P-750(450)-PM25-SM25B P-1300**, pada bagian balok panjang Coupler sepanjang 2 x h = 2 x 650 mm = 1300 mm.

8.6. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK TANGGA—SHEARWALL

Karena posisi tangga terdapat pada shearwall dan shearwall pada tugas akhir ini semuanya menggunakan shearwall pracetak, maka digunakan sistem sambungan khusus yaitu *PCs Corbel* dan *PC Beam Shoe* yang disediakan oleh *Peikko Group*.

Pada tumpuan tangga

$$Mu = 0$$

$$Vu = 3.233,1 \text{ kg}$$

$$= 32,33 \text{ kN}$$

$$B = 250 \text{ mm}$$

$$H = 250 \text{ mm}$$

➤ Pemilihan Tipe PC Beam Shoe

Peikko Group menyediakan manual untuk menentukan tipe Beam Shoe yang digunakan. Hal ini bergantung pada dimensi balok dan gaya geser yang terjadi

Tabel 8.2. Dimensi Minimum Balok

		$\frac{h_{min}}{b_{min}}$
PC 2-L	250/250	
PC 3-L	280/280	
PC 5-L	320/280	
PC 7-L	380/380	
PC 10-L	450/380	
PC 15-L	520/520	
		$\frac{h_{min}}{b_{min}}$
PC 2-H	250/250	
PC 3-H	280/280	
PC 5-H	320/280	
PC 7-H	380/380	
PC 10-H	450/380	
PC 15-H	520/520	

Dibandingkan dengan balok tangga yang kita miliki, maka *PC Beam Shoe* yang cocok adalah tipe PC 2-L.

Kemudian setelah itu harus dipertimbangkan juga kemampuan geser serta horizontal load dari balok tersebut.

Tabel 8.3. Vrd dan Hrd dari PC Beam Shoe

Load	Notations	Units	PCs 2	PCs 3	PCs 5	PCs 7	PCs 10	PCs 15
Vertical load	V_{rd}	kN	230	355	520	710	960	1500
Horizontal load	H_{rd}	kN	46	71	104	142	192	300

Berdasarkan peraturan ACI 318M:14 maka

$$V_{rd} \geq 1,25 \times V_u$$

$$230 \text{ kN} \geq 1,25 \times 32,33 \text{ kN}$$

$$230 \text{ kN} \geq 40.41 \text{ kN} \dots (\text{OK})$$

Oleh karena itu, *PC Beam Shoe* yang digunakan untuk sambungan antar balok bordes dan shearwall adalah PCs 2-L

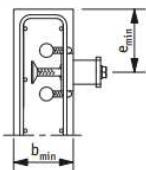
➤ **Pemilihan PCs Corbel**

Dari hasil pemilihan PC Beam Shoe, didapatkan tipe PCs Corbel yang akan digunakan. Jika sesuai dengan manual teknis yang disediakan oleh *Peikko Group* maka didapatkan tipe *PCs Corbel PCs 2*.

Kemudian harus dicek apakah dimensi shearwall kita memenuhi kebutuhan dari dimensi minimum *PCs Corbel*

Tabel 8.4. Dimensi Minimum Shearwall

	b_{min}	e_{min}
PCs 2	200	140
PCs 3	200	140
PCs 5	200	140
PCs 7	200	175
PCs 10	220	175



B shearwall = 300 > 200mm (**OK**)

Maka dapat digunakan *PCs Corbel PCs 2*.

8.7. PERENCANAAN SAMBUNGAN KOLOM

Pada perencanaan sambungan antar kolom pracetak, digunakan sambungan *NMB Splice Sleeve*. Tulangan penyaluran pada metode ini tidak perlu diperhitungkan karena tulangan antar kolom dianggap tersambung monolit sempurna menerus karena menggunakan coupler.

➤ **Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka:

$$ld = \left(\frac{fy}{1,7\lambda} \frac{(\Psi_t \Psi_e)}{\sqrt{fc'}} \right) \times d_b$$

$$ld = \left(\frac{420}{1,7 \times 1} \frac{(1,3 \times 1)}{\sqrt{40}} \right) \times 25 = 1269.54 \text{ mm}$$

$$ld > 300 \text{ mm} \dots \textbf{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $ld = 1300 \text{ mm}$. Sedangkan untuk panjang pengangkuran dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 300 \text{ mm}$

➤ Mekanisme Penyambungan

Pada penyambungan antar kolom dilakukan proses grouting pada pertemuan antar 2 tulangan. Mortar yang digunakan untuk penyambungan haruslah moratar tipe non-shrinkage untuk menghindari kegagalan dan susut beton.

➤ Pemilihan Tipe Splice Sleeve

Diameter tulangan yang digunakan pada semua jenis kolom baik tipe 1 x 1 meter maupun 0.75 x 0.75 meter adalah 25 mm. Sesuai dengan brosur yang diberikan oleh *NMB Splice Sleeve*, splice sleeve yang digunakan adalah tipe 8U-X dengan diameter maksimal 48 mm. Dengan kekuatan 85000 psi (586 MPa). Sambungan tipe ini termasuk kategori mechanical splice tipe 2 dan digROUTING dengan non shrinkage SS Mortar Tipe 2 dengan kekuatan minimum 9500 psi (65.5 MPa).

Sambungan ini juga memenuhi ACI 318M-14 dimana $\phi M_n = 4218,45 \text{ KNm} > 0,4 \text{ Mpr} = 1781,6 \text{ KNm}$ dan $\phi V_n = 3512,56 \text{ kN} > V_e = 250,08 \text{ kN}$

8.8. SAMBUNGAN SHEARWALL PRACETAK

Pada tugas akhir ini shearwall direncanakan menggunakan shearwall pracetak yang disambung secara horizontal dan vertikal

8.8.1. SAMBUNGAN HORIZONTAL

- Panjang Penyaluran Tulangan pada Kondisi Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik yang diakhiri dengan kait standar adalah sebagai berikut :

$$ldh = lhb \frac{f_y}{400}$$

$$ldh \geq 8db$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$lhb = 100 \times \frac{db}{\sqrt{fc'}} = 100 \times \frac{16}{\sqrt{40}} = 252.98 \text{ mm}$$

$$ldh = 252.98 \frac{420}{400} \approx 265 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai ldh = 265 mm dengan kait minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam Balok induk dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \times db = 12 \times 16 = 192 = 200 \text{ mm}$.

- Panjang Penyaluran Tulangan pada Kondisi Tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.3 panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tekan adalah sebagai berikut :

$$ldc \geq 0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc}} db = 0.24 \frac{420}{\sqrt{40}} 16 = 255 \text{ mm}$$

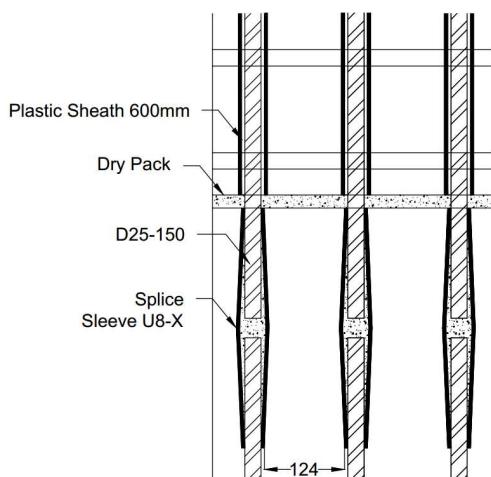
$$ldc \geq 0.043 fy db = 0.043 \times 420 \times 16 = 288.96 \text{ mm}$$

$$ldc \geq 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan adalah ldc = 300 mm

- Sambungan Antar Shearwall Pracetak**

Sambungan antar shearwall pracetak menggunakan sambungan yang diusulkan pada jurnal "*Horizontal Connection for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformations*". (Soudki, Rizkalla, & Leblanc, 1995).



Gambar 8.5. Sambungan Horizontal Tipe RSU

Sambungan ini terdiri dari tulangan utama yang disambung menggunakan splice sleeve kemudian digROUTing. Pada jarak 600 mm dari pangkal sambungan dipasang plastic sheath untuk memberikan efek *partially unbonded*.

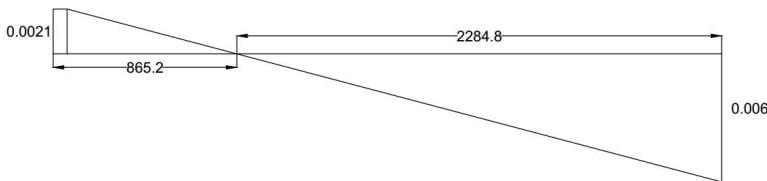
Pada seluruh tipe shearwall baik shearwall tipe 1, 2 dan 3, tulangan yang digunakan adalah tulangan diameter 25mm, sehingga splice sleeve yang digunakan adalah *NMB Splice Sleeve* tipe *8U-X*

Cara perhitungan sambungan tipe ini menggunakan metode *Plastic Centroid* dengan memperhatikan kemampuan tarik grouting yang kita pasang. Nilai *Ultimate Compression Strain* dari grout diketahui berkisar antara 0.005 sampai dengan 0.007 sehingga diambil nilai tengah 0.006. Direncanakan sambungan dengan nilai strain ultimate 0.0021 sehingga bisa dihitung kemampuannya dengan cara seperti berikut ini

➤ Mencari Nilai C

Teori *Plastic Centroid* berasumsi bahwa strain yang terjadi pada penampang berbentuk garis linear antara *tension strain* yang terjadi di ujung tarik dan *compression strain* yang terjadi pada

ujung tekan. Dari asumsi ini maka didapatkan diagram strain dari penampang sebagai berikut:



Gambar 8.6. Diagram Strain Sambungan

Berdasarkan diagram stress strain diatas, didapatkan nilai 0 dimana tidak terjadi strain terletak pada jarak 2284,8 mm dari serat tekan terluar, maka didapatkan nilai c sebesar 2284,8 mm.

➤ Perhitungan Kemampuan Momen dan Tekan dari Sambungan

Dengan teori *Plastic Centroid*, kita memperhitungkan kemampuan momen dan tekan dari sambungan. Nilai momen dihitung dari nilai C_c , C_s dan T_s

$$C_c = 0,85 \times 0,85 \times c \times b \times f'c$$

$$C_c = 0,7225 \times 2284,8 \times 300 \times 40 MPa$$

$$C_c = 19805,75 kN$$

Nilai C_s dan T_s bergantung pada kualitas tulangan.

$$C_s = At \times fy - 0,85 \times At \times f'c$$

$$C_s = 981,62 \times 420 - 0,85 \times 981,2 \times 40$$

$$C_s = 378,91 kN$$

$$T_s = \epsilon_s \times E \times At$$

$$T_s = 0,0021 \times 200000 \times 981,62$$

$$T_s = 352,8 kN$$

Tabel 8.5. Perhitungan Kekuatan Sambungan

terhadap ujung serat tarik		(mm)	(kN)	(kN)	(kNm)
65.5	0.00210	1509.5		352.80	-532551.60
224.4	0.00168	1350.6		282.70	-381814.33
383.3	0.00127	1191.7		212.60	-253354.91
542.2	0.00085	1032.8		142.50	-147173.34
701.1	0.00043	873.9		72.40	-63269.61
860	0.00001	715		2.30	-1643.74
1018.9	-0.00040	556.1	378.91		210709.25
1177.8	-0.00082	397.2	378.91		150501.19
1336.7	-0.00124	238.3	378.91		90293.14
1495.6	-0.00166	79.4	378.91		30085.08
1654.5	-0.00207	79.5	378.91		30122.97
1813.4	-0.00249	238.4	378.91		90331.03
1972.3	-0.00291	397.3	378.91		150539.08
2131.2	-0.00332	556.2	378.91		210747.14
2290.1	-0.00374	715.1	378.91		270955.19
2449	-0.00416	874	378.91		331163.25
2607.9	-0.00458	1032.9	378.91		391371.31
2766.8	-0.00499	1191.8	378.91		451579.36
2925.7	-0.00541	1350.7	378.91		511787.42
3084.6	-0.00600	1509.6	378.91		571995.47
Cc			19805.75		2262125.37
Total		25110.42	1065.30	24734498.72	

Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan total Compression yang terjadi sebesar 25.110,42 kN, sedangkan total tension yang terjadi sebesar 1.065,3 kN maka didapatkan

$$P = C - T$$

$$P = 25.110,42 - 1.065,3$$

$$P = 24.045,1 \text{ kN}$$

Sedangkan momen didapat dengan menjumlahkan hasil perkalian Cs dan Ts dengan jaraknya terhadap titik pusat massa maka diapatkan total Momen sebesar 24,734,498.72 kNm atau 24,734.49 kNm

Dari nilai momen yang kita dapat dan geser yang terjadi maka sesuai ACI 318M:14 pasal 18.9.2.2. kita dapat meninjau kemampuan sambungan yaitu

$$Sn \geq 1,4 Se$$

$$24.045,1 > 1,4 \times 5.513,84 \text{ kN}$$

$$24.045,1 \geq 7.719,37 \text{ kN} \dots \mathbf{OK}$$

$$Mn \geq 0,4 Mpr$$

$$24.734 \geq 0,4 \times 14.906,26$$

$$24.734 \geq 5962,4 \text{ kNm} \dots \mathbf{OK}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,85 \times 24.734,49 \geq 4235 \text{ kN}$$

$$21.024,325 \geq 4235 \text{ kN} \dots \mathbf{OK}$$

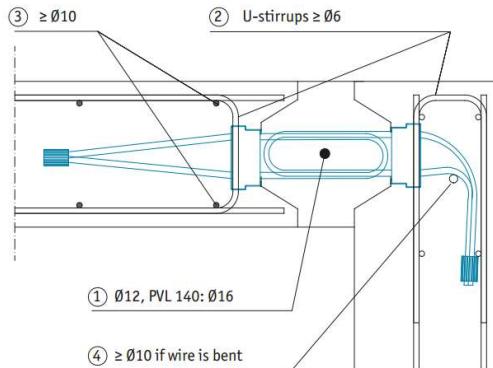
8.8.2. SAMBUNGAN VERTIKAL

Untuk sambungan vertikal antar shear wal, digunakan *PVL Connecting Loop* yang dibuat oleh *Peikko Group*. Sambungan ini bekerja untuk menyalurkan gaya antar 2 dinding geser vertikal.



Gambar 8.7. PVL Connecting Loop

Sambungan dapat bekerja pada sudut sambungan 180° maupun sudut sambungan 90°

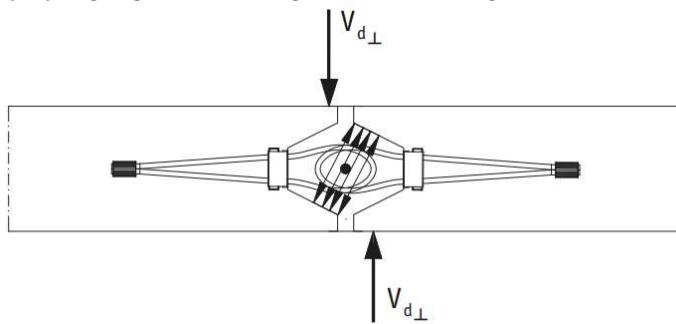


Gambar 8.8. Detail Sambungan PVL dengan Sudut 90°

Celah yang pada sambungan digROUTING dengan beton tanpa susut dengan kualitas sesuai kebutuhan untuk menahan geser.

➤ Gaya yang Terjadi

Pada sambungan tipe ini, gaya yang harus diperhatikan adalah gaya yang tegak lurus dengan area sambungan.



Gambar 8.9 Gaya Geser yang Diperhatikan

Dari permodelan ETABS, didapatkan

- V_{12} Dinding Geser tipe A: 148.25 kN/m
- V_{12} Dinding Geser tipe B: 138.89 kN/m
- V_{12} Dinding Geser tipe C: 104.75 kN/m

➤ **Pemilihan Tipe dan Dimensi Sambungan**

Ada beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam pemilihan tipe sambungan dan pasang sambungan, hal-hal tersebut didapatkan pada brosur *Peikko Group*

Tabel 8.6. Kemampuan dari PVL Connecting Loop tipe 140

Concrete strength (EC 2)	Spacing of loops [mm]							
	350	400	450	500	550	600	650	700
C25/30	170	153	137	123	112	103	96	90
C30/37	185	165	148	134	121	111	103	97
C35/45	197	177	158	143	130	119	110	103
C40/50	209	188	167	151	138	128	117	109

Tabel 8.7. Persyaratan Dimensi Minimal

PVL	d _{wall}	d _{joint}	overlap L [mm]
PVL 140	150	160	120
PVL120	80	140	100
PVL 100	80	120	80
PVL 80	80	100	60
PVL 60	80	80	40

○ **Shearwall tipe 1**

Berdasarkan manual yang diberikan oleh *Peikko Group* dan dimensi dari perencanaan sambungan maka didapatkan

$$D_{\text{wall}} = 300 \text{ mm} > 150 \text{ mm} (\text{OK})$$

$$D_{\text{joint rencana}} = 185 \text{ mm} > 160 \text{ mm} (\text{OK})$$

$$\text{Overlap} = 150 \text{ mm} > 120 \text{ mm} (\text{OK})$$

Maka PVL 140 dapat digunakan.

Untuk pengaturan jarak antar sambungan vertikal, perlu diperhatikan gaya yang terjadi.

$$V_{12} \text{ Dinding Geser tipe A} = 148.25 \text{ kN/m}$$

$$V_n \geq 1.25 V_u$$

$$V_n \geq 1.25 \times 148.25 \text{ kN/m}$$

$$V_n \geq 185,31 \text{ kN/m}$$

Maka jarak antar yang digunakan adalah 350mm dengan kualitas beton grouting sebesar **C40/50**

➤ **Rekapitulasi Sambungan Vertikal**

Tabel 8.8. Rekapitulasi Sambungan Vertikal

Shear Wall	D _{wall}	D _{joint rencana}	Overlap	V ₁₂	V _n	Spacing Loop
	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)
A	300	185	145	148,25	185,31	350
B	300	185	145	138,89	173,61	350
C	300	185	145	104,75	130,93	450

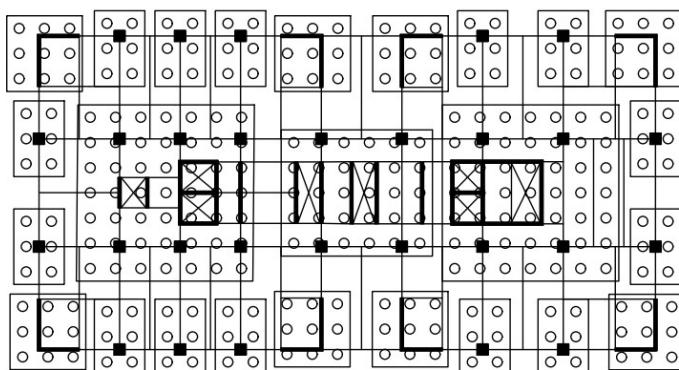
"Halaman ini sengaja dikosongkan... "

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1. 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 produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).



Gambar 9.1. Denah Pile Cap

9.2. BEBAN STRUKTUR

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan Pijin 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 9.1. Beban Pile Cap Tipe 1

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	Ton	ton	ton m	ton m
Dead	-55.81	-34.12	1777.51	3.03	-4.89
D + L	-61.82	-47.22	2049.46	4.15	-5.43
D + 0.7 Ey Max	-37.82	11.33	2261.63	9.14	-1.83
D + 0.7 Ex Max	-8.74	-20.01	2218.10	4.96	3.67
D + 0.75 L	-60.32	-43.94	1981.48	3.87	-5.30
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	-24.72	-32.71	2298.32	5.26	1.15
D + 0.75 L +0.525 Ey Max	-46.83	-9.86	2344.56	8.45	-3.00
0.6 D + 0.7 Ex Max	13.58	-6.36	1507.09	3.75	5.62
0.6 D + 0.7 Ey Max	-15.50	24.98	1550.63	7.93	0.13

Tabel 9.2. Beban Pile Cap Tipe 2

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	Ton	ton	ton m	ton m
Dead	2.69	-8.28	1055.00	-22.93	-21.14
D + L	4.40	-9.92	1228.16	-24.49	-25.89
D + 0.7 Ey Max	3.80	-3.87	1082.89	-10.29	-16.75
D + 0.7 Ex Max	6.17	-6.89	1116.40	-19.05	-7.42
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	6.49	-8.39	1222.26	-21.11	-14.17
D + 0.75 L	3.97	-9.51	1184.87	-24.10	-24.70
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	4.81	-6.21	1205.79	-14.62	-21.41
0.6 D + 0.7 Ey Max	2.73	-0.56	660.89	-1.12	-8.30
0.6 D + 0.7 Ex Max	5.09	-3.58	694.40	-9.88	1.03

Tabel 9.3 Beban Pile Cap Tipe 3

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton m	ton m
Dead	-5.67	-2.83	5732.97	-0.71	2.10
D + L	-7.42	-3.05	6637.09	-0.61	2.58
D + 0.7 Ey Max	27.23	140.69	7320.80	47.50	30.73
D + 0.7 Ex Max	97.32	40.59	6261.95	13.95	91.71
D + 0.75 L	-6.98	-2.99	6411.06	-0.64	2.46
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	70.34	29.58	6762.59	10.35	69.64
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	17.69	104.65	7601.93	35.52	23.93
0.6 D + 0.7 Ex Max	99.59	41.72	3968.76	14.24	90.87
0.6 D + 0.7 Ey Max	29.49	141.83	5027.61	47.79	29.89

9.3. KRITERIA DESIGN

9.3.1. SPESIFIKASI TIANG PANCANG

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-800 (*concrete cube compressive strength is 800 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter (D)* : 1000 mm
- *Wall Thickness* : 140 mm
- *Class* : A1
- *Concrete Cross Section* : 3782 cm²
- *Unit Weight* : 946 kg/m
- *Length* : 6-24 m
- *Bending momen crack* : 75 tm
- *Bending momen ultimate* : 112.5 tm
- *Allowable axial Load* : 613.52 ton

9.3.2. DATA TANAH

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Apartemen One East Surabaya adalah data tanah asli yang disediakan oleh PT. Tata Surabaya.

9.3.3. DAYA DUKUNG

9.3.3.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawan 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 :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir lanau, dan pasir belempung, yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$

- a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
- b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian dipilih harga N_1 yang terkecil.

2. Koreksi terhadap Overburden tanah

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal, dengan rumus sebagai berikut :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.4 P_o}, \text{ untuk } P_o < 0.75 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.1 P_o}, \text{ untuk } P_o > 0.75 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan kedalaman 30 m.

$$\begin{aligned} Qu &= Qp + Qs \\ Qp &= qp \times Ap \end{aligned}$$

Dimana:

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

- = 12 t/m², untuk tanah lempung
- = 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung
- = 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir
- = 40 t/m², untuk tanah pasir
- = 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas Penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 0.45^2 = 0.158 \text{ m}^2$$

qp = tegangan di ujung tiang

$$Qs = qs \times As = \left(\frac{Ns}{3} + 1 \right) As$$

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

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

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Qu}{SF}$$

Dimana: SF = safety factor = 3

Tabel 9.4. Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah

Depth (m)	Nspt	L/P	N >15sand	γ_{sat}	γ'	po	N Corr	N rata2 ujung	Qujung	f_{si}	Rsi	ΣRsi	Qult = Qujung + ΣRsi	Qijin = Qult/SF
0	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.5	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.5	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.39	12.24	0.00	0.00	0.00	12.24	6.12
4	0	P	0	1.60	0.60	0.30	0	0.88	27.72	0.00	0.00	0.00	27.72	13.86
4.5	2	P	2	1.60	0.60	0.30	3	1.29	40.59	0.55	0.86	0.86	41.45	20.72
5	2	P	2	1.60	0.60	0.30	3	1.63	51.11	0.69	1.08	1.94	53.05	26.53
5.5	2	L	2	1.60	0.60	0.30	3	1.89	59.48	1.43	2.25	4.19	63.68	31.84
6	2	L	2	1.60	0.60	0.30	2	2.10	65.89	1.17	1.84	6.03	71.93	35.96
6.5	1	L	1	1.60	0.60	0.30	2	2.29	72.04	0.93	1.47	7.50	79.54	39.77
7	1	L	1	1.60	0.60	0.30	1	2.09	65.71	0.71	1.12	8.62	74.33	37.16
7.5	1	L	1	1.60	0.60	0.30	1	1.78	55.91	0.68	1.08	9.70	65.61	32.81
8	1	L	1	1.60	0.60	0.30	1	1.54	48.51	0.66	1.03	10.73	59.24	29.62
8.5	1	L	1	1.60	0.60	0.30	1	1.46	45.91	0.63	0.99	11.72	57.64	28.82
9	1	L	1	1.60	0.60	0.30	1	1.52	47.74	0.61	0.96	12.68	60.42	30.21
9.5	2	L	2	1.60	0.60	0.30	2	1.71	53.66	0.88	1.39	14.07	67.73	33.86
10	2	L	2	1.60	0.60	0.30	2	1.97	61.83	1.14	1.78	15.85	77.69	38.84
10.5	3	L	3	1.60	0.60	0.30	3	2.70	84.84	1.37	2.16	18.01	102.86	51.43
11	3	L	3	1.60	0.60	0.30	3	3.88	121.80	1.60	2.51	20.52	142.32	71.16
11.5	6	P	6	1.60	0.60	0.30	6	5.51	172.98	1.29	2.02	22.54	195.52	97.76
12	10	P	10	1.60	0.60	0.30	10	7.49	235.46	1.90	2.98	25.53	260.99	130.49
12.5	13	L	13	1.80	0.80	0.40	13	9.49	298.25	6.31	9.91	35.44	333.69	166.84
13	16	L	16	1.80	0.80	0.40	16	11.50	361.44	7.84	12.32	47.76	409.20	204.60
13.5	17	L	17	1.80	0.80	0.40	16	13.53	425.12	8.13	12.77	60.53	485.65	242.83
14	18	L	18	1.80	0.80	0.40	17	15.17	476.65	8.41	13.22	73.75	550.39	275.20
14.5	18	L	18	1.80	0.80	0.40	17	16.32	512.65	8.69	13.65	87.40	600.05	300.03
15	19	L	19	1.80	0.80	0.40	18	16.96	532.88	8.96	14.08	101.48	610.25	305.13

Sehingga

Beban ijin aksial 1 tiang = 613.52 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF=2 = 306,7 ton

Pada kedalaman 15m daya dukung tanah = 305,1 ton

Maka panjang tiang yang digunakan (dikurangi tinggi basement)

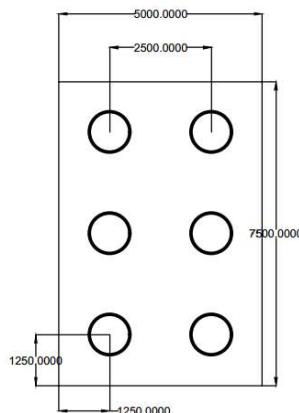
= 11 m

9.3.3.2. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

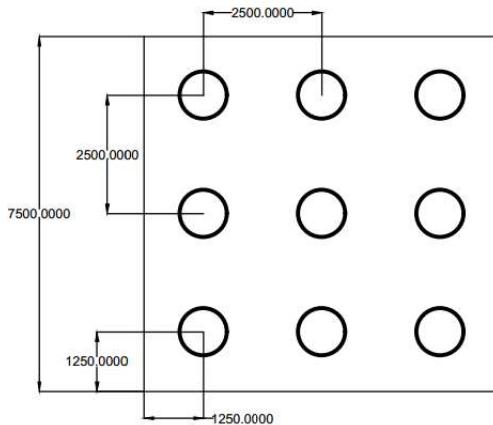
Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin\ tanah} \text{ (1 tiang)}$$

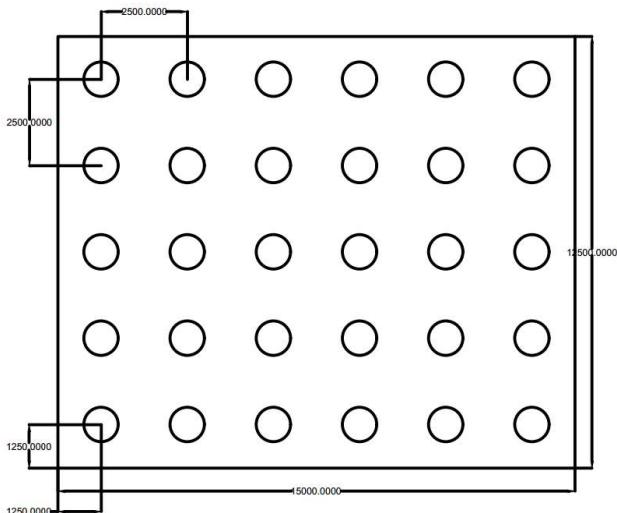
Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 9.2. Tiang Pancang Grup Tipe 1



Gambar 9.3. Tiang Pancang Grup Tipe 2



Gambar 9.4. Tiang Pancang Grup Tipe 3

$$P = 1055 \text{ ton}$$

$$N = 6 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 4.03 + (2.69 \times 1.5) = 8.06 \text{ t.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 12.42 + (8.28 \times 1.5) = 24.8 \text{ t.m}$$

$$X_{\max} = 2.5 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 2.5 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{1055}{6} + \frac{8.06 \times 1.5}{2.5} + \frac{24.8 \times 2.5}{2.5} \leq 181.12 \text{ t}$$

$$181.12 \text{ t} \leq 305.1 \text{ t} \text{ (1 tiang)} \text{ (OK)}$$

Tabel 9.5. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 1

Kombinasi	n	P	X _{max}	Y _{max}	H _y	H _x	M _y	Sum X2	M _x	Sum Y2	P _{max}	Pijin	Cek
		ton	m	m	ton	ton	tonm	m	tonm	ton	ton	ton	ton
Dead	6	1055.00	2.50	2.50	8.28	2.69	33.55	6.25	26.97	31.25	191.41	305.1	OK
D + L	6	1228.16	2.50	2.50	9.92	4.40	40.77	6.25	31.09	31.25	223.49	305.1	OK
D + 0.7 Ey Max	6	1082.89	2.50	2.50	3.87	3.80	22.56	6.25	16.00	31.25	190.79	305.1	OK
D + 0.7 Ex Max	6	1116.40	2.50	2.50	6.89	6.17	17.75	6.25	28.30	31.25	195.43	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	6	1222.26	2.50	2.50	8.39	6.49	26.75	6.25	30.85	31.25	216.88	305.1	OK
D + 0.75 L	6	1184.87	2.50	2.50	9.51	3.97	38.96	6.25	30.06	31.25	215.47	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	6	1205.79	2.50	2.50	6.21	4.81	30.72	6.25	21.83	31.25	215.00	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	6	660.89	2.50	2.50	0.56	2.73	9.14	6.25	5.21	31.25	114.22	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	6	694.40	2.50	2.50	3.58	5.09	6.40	6.25	17.51	31.25	119.69	305.1	OK
Evelope Pondasi Max	6	1228.16	2.50	2.50	9.92	6.49	40.77	6.25	34.23	31.25	223.74	305.1	OK

Tabel 9.6. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 2

Kombinasi	n	P	X _{max}	Y _{max}	H _y	H _x	M _y	Sum X2	M _x	Sum Y2	P _{max}	Pijin	Cek
		ton	m	m	ton	ton	tonm	m	tonm	ton	ton	ton	ton
Dead	9	1777.51	2.50	2.50	34.12	55.81	56.07	31.25	86.73	31.25	208.93	305.1	OK
D + L	9	2049.46	2.50	2.50	47.22	61.82	76.26	31.25	96.88	31.25	241.57	305.1	OK
D + 0.7 Ey Max	9	2261.63	2.50	2.50	11.33	37.82	18.83	31.25	65.88	31.25	258.07	305.1	OK
D + 0.7 Ex Max	9	2218.10	2.50	2.50	20.01	8.74	33.68	31.25	18.07	31.25	250.60	305.1	OK
D + 0.75 L	9	1981.48	2.50	2.50	43.94	60.32	71.21	31.25	94.34	31.25	233.41	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	9	2298.32	2.50	2.50	32.71	24.72	50.21	31.25	42.34	31.25	262.77	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	9	2344.56	2.50	2.50	9.86	46.83	17.78	31.25	78.70	31.25	268.23	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	9	1507.09	2.50	2.50	6.36	13.58	15.17	31.25	24.11	31.25	170.60	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	9	1550.63	2.50	2.50	24.98	15.50	37.60	31.25	31.18	31.25	177.79	305.1	OK
Evelope Pondasi Max	9	2344.56	2.50	2.50	47.22	61.82	76.45	31.25	101.87	31.25	274.77	305.1	OK

Tabel 9.7. Rekapitulasi Kekuatan 1 Tiang untuk Pile Cap 3

Kombinasi	n	P	X _{max}	Y _{max}	H _y	H _x	M _y	Sum X2	M _x	Sum Y2	P _{max}	Pijin	Cek
		ton	m	m	ton	ton	tonm	m	tonm	ton	ton	ton	ton
Dead	30	5732.97	2.50	2.50	2.83	5.67	6.35	343.75	9.20	187.50	191.27	305.1	OK
D + L	30	6637.09	2.50	2.50	3.05	7.42	7.15	343.75	11.75	187.50	221.44	305.1	OK
D + 0.7 Ey Max	30	7320.80	2.50	2.50	140.69	27.23	241.77	343.75	88.35	187.50	246.96	305.1	OK
D + 0.7 Ex Max	30	6261.95	2.50	2.50	40.59	97.32	152.59	343.75	159.94	187.50	211.97	305.1	OK
D + 0.75 L	30	6411.06	2.50	2.50	2.99	6.98	6.95	343.75	11.11	187.50	213.90	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	30	6762.59	2.50	2.50	29.58	70.34	114.01	343.75	115.87	187.50	227.79	305.1	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	30	7601.93	2.50	2.50	104.65	17.69	180.91	343.75	62.05	187.50	255.54	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	30	3968.76	2.50	2.50	41.72	99.59	153.45	343.75	163.62	187.50	135.59	305.1	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	30	5027.61	2.50	2.50	141.83	29.49	242.63	343.75	92.03	187.50	170.58	305.1	OK
Evelope Pondasi Max	30	7601.93	2.50	2.50	141.83	99.59	304.45	343.75	197.17	187.50	258.24	305.1	OK

9.3.3.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukan pada tabel 4.47.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :

$$2.5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2.5 \times 100 \leq S \leq 3 \times 100$$

$$250 \text{ cm} \leq S \leq 300 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 250 cm

- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 100 \leq S_1 \leq 2 \times 100$$

$$100 \text{ cm} \leq S_1 \leq 200 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 125 cm

Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Q_L (group) = Q_L (1 tiang) $\times n \times \eta$

Dimana Q_L (group) harus lebih besar dari P yang terjadi.

Tabel 9.8. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1

Kombinasi	n	Pijin	m	n	s	η	Ql	P	Cek
		ton			m		ton	ton	
Dead	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1055.00	OK
D + L	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1228.16	OK
D + 0.7 Ey Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1082.89	OK
D + 0.7 Ex Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1116.40	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1222.26	OK
D + 0.75 L	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1184.87	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1205.79	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	660.89	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	694.40	OK
Evelope Pondasi Max	6	305.1	3	2	2.5	0.91	1672.83	1228.16	OK

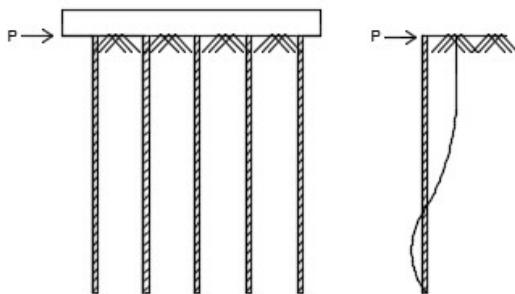
Tabel 9.9. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2

Kombinasi	n	Pijin	m	n	s	η	Ql	P	Cek
		ton			m		ton	ton	
Dead	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	1777.51	OK
D + L	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2049.46	OK
D + 0.7 Ey Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2261.63	OK
D + 0.7 Ex Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2218.10	OK
D + 0.75 L	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	1981.48	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2298.32	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2344.56	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	1507.09	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	1550.63	OK
Evelope Pondasi Max	9	305.1	3	3	2.5	0.89	2455.03	2344.56	OK

Tabel 9.10. Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 3

Kombinasi	n	Pijin	m	n	s	η	Ql	P	Cek
		ton			m		ton	ton	
Dead	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	5732.97	OK
D + L	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	6637.09	OK
D + 0.7 Ey Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	7320.80	OK
D + 0.7 Ex Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	6261.95	OK
D + 0.75 L	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	6411.06	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	6762.59	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	7601.93	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	3968.76	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	5027.61	OK
Evelope Pondasi Max	30	305.1	6	5	2.5	0.85	7797.01	7601.93	OK

9.3.3.4. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.5. Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 6

H max = 9.51 ton

H max 1 tiang = 1.58 ton

f (*soil modulus of elasticity coefficient*)

Didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

$Cu = 0.06 \text{ kg/cm}^2$

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{0.06}{0.977} = 0.12282 \frac{t}{f_t^3}$$

Maka didapatkan $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (100 - 14)^4 = 2685120 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 2685120}{0.192}\right)^{\frac{1}{5}} = 347.83 \text{ cm}$$

Fd (*deflection coefficient*)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

L = 15 m = 1500 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 347.83 cm

L/T = 4.3

Maka didapatkan Fd = 0.893

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.893 \left(\frac{1.580 \times 347.83^3}{364060.43 \times 2685120} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0005 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{ Ok}$$

Kontrol Momen:

$M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ tm}$ (tabel spesifikasi tiang pancang)

Fm (*moment coefficient*)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

L/T = 9,89

Maka didapatkan Fm = 0.85

$$M = Fm(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,85 \times (1,14 \times 8,73) \leq 40.7 \text{ tm}$$

$$M = 8.46 \text{ tm} \leq 40,7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Tabel 9.11. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral

Kombinasi	n	hmax	δ	Cek	M	Mcrack	Cek
		ton	cm		ton	ton	
Dead	6	1.38	0.05	OK	4.08	75	OK
D + L	6	1.65	0.06	OK	4.89	75	OK
D + 0.7 Ey Max	6	0.65	0.02	OK	1.91	75	OK
D + 0.7 Ex Max	6	1.15	0.04	OK	3.39	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	6	1.40	0.05	OK	4.13	75	OK
D + 0.75 L	6	1.59	0.06	OK	4.69	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	6	1.03	0.04	OK	3.06	75	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	6	0.45	0.02	OK	1.34	75	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	6	0.85	0.03	OK	2.51	75	OK
Evelope Pondasi Max	6	1.65	0.06	OK	4.89	75	OK

Tabel 9.12. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral

Kombinasi	n	hmax	δ	Cek	M	Mcrack	Cek
		ton	cm		ton	ton	
Dead	9	6.20	0.24	OK	18.33	75	OK
D + L	9	6.87	0.26	OK	20.31	75	OK
D + 0.7 Ey Max	9	4.20	0.16	OK	12.43	75	OK
D + 0.7 Ex Max	9	2.22	0.09	OK	6.57	75	OK
D + 0.75 L	9	6.70	0.26	OK	19.81	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	9	3.63	0.14	OK	10.75	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	9	5.20	0.20	OK	15.38	75	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	9	1.51	0.06	OK	4.46	75	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	9	2.78	0.11	OK	8.21	75	OK
Evelope Pondasi Max	9	6.87	0.26	OK	20.31	75	OK

Tabel 9.13. Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral

Kombinasi	n	hmax	δ	Cek	M	Mcrack	Cek
		ton			ton	ton	
Dead	30	0.19	0.01	OK	0.56	75	OK
D + L	30	0.25	0.01	OK	0.73	75	OK
D + 0.7 Ey Max	30	4.69	0.18	OK	13.87	75	OK
D + 0.7 Ex Max	30	3.24	0.12	OK	9.59	75	OK
D + 0.75 L	30	0.23	0.01	OK	0.69	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ex Max	30	2.34	0.09	OK	6.93	75	OK
D + 0.75 L + 0.525 Ey Max	30	3.49	0.13	OK	10.31	75	OK
0.6 D + 0.7 Ex Max	30	3.32	0.13	OK	9.81	75	OK
0.6 D + 0.7 Ey Max	30	4.73	0.18	OK	13.98	75	OK
Evelope Pondasi Max	30	4.73	0.18	OK	13.98	75	OK

9.3.4. PERENCANAAN POER (PILE CAP)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Σ tiang pancang tiap group	= 4
Dimensi kolom	= $1000 \times 1000 \text{ mm}^2$
Dimensi pile cap	= $5 \times 5 \times 1,5 \text{ m}^3$
Mutu beton (f_c')	= 42 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Diameter tulangan (D)	= 29 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif : d	= $1500 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 = 910.5 \text{ mm}$

$$P_u \text{ kolom} = 1.288,6 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ pile} = 1,5 \times P_{ijin} = 1,5 \times 305,1 = 457,65 \text{ ton}$$

Diambil SF pile cap 1,5 karena diasumsikan pile cap tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

9.3.4.1. Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.2.

Bagian geser adalah pada d/2 dari muka kolom, sehingga

$$a_1 = 1000 + 1500 = 2500 \text{ mm} = 2,5 \text{ m}$$

$$b_1 = 1000 + 1500 = 2500 \text{ mm} = 2,5 \text{ m}$$

$$U = 2(a_1+b_1) = 10000 \text{ mm}$$

Perlu dihitung batas geser ponds sesuai dengan

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

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o \cdot d$$

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

Dimana:

$$\begin{aligned} \beta_c &= \text{ratio dari sisipanjang terhadap sisi pendek beton} \\ &= 3 \end{aligned}$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

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

α_s = 40 untuk kolom interior

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

Batas geser pons 1

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{3}\right) 1 \sqrt{40} \times 10000 \times 910,5$$

$$V_c = 16.315,771 \text{ kN}$$

Batas geser pons 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 910,5}{10000} + 2\right) \lambda \sqrt{40} \times 10000 \times 910,5$$

$$Vc = 26.966,285 \text{ kN}$$

Batas geser pons 3

$$Vc = 0,33\lambda\sqrt{f'c}bo.d$$

$$Vc = 0,33\lambda\sqrt{40} \times 10000 \times 910,5$$

$$Vc = 19.003,07 \text{ kN}$$

Jadi Vc yang dipakai adalah 16.315 kN

$$\phi Vc = \frac{16.315}{10} \times 0.75 = 1223,62 \text{ ton}$$

Kontrol Geser Pons

$$P < \phi Vc$$

$$Pu = \frac{1288,6}{6} = 214 \text{ ton} < 1223,62 \text{ ton} \dots (\text{OK})$$

9.3.4.2. Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perlatakan 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.

➤ Data Perencanaan

$$P_{max} = 214 \text{ ton}$$

$$Q = 2,5 \times 2,4 \times 1,5 = 9 \text{ t/m}$$

$$F'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,765$$

$$\rho_{min} = 0,0038$$

$$\rho_{max} = 0,025$$

Momen yang terjadi

$$M = 214 \times 1,25 - \frac{1}{2} \times 9 \times 2^2 = 249,5 \text{ tonm}$$

$$= 249,5 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Dx = 1500 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1447,5 \text{ mm}$$

$$Dy = 1500 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1422,5 \text{ mm}$$

➤ **Perhitungan Tulangan Lentur**

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{249,5 \times 10^7}{0,9 \times 2500 \times 1422,5^2} = 0,548$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,434 \times 12,35}{420}} \right)$$

$$= 0,131\%$$

Karena nilai ρ jauh lebih kecil daripada ρ_{min} , maka digunakan $\rho_{min} = 0,0038$

$$A_{st} = 0,0038 \times 2500 \times 1422,5 = 13513,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 21D29 (13.870,91 mm²)

$$s = \frac{L}{n} = \frac{2500}{20} = 125 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan lentur D29 – 125

9.3.4.3. Penulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan penulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 yaitu sebesar 2% dari inner diameter tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 1000mm dengan ketebalan 140mm.

$$\text{Inner diameter} = 1000 - 140 = 860\text{mm}$$

$$A_{sperlu} = \rho \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 0,02 \times \frac{1}{4} \pi 860^2 = 11.617,61 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29

$$n = 7263,36 / (\frac{1}{4} \pi 29^2) = 18 \text{ buah}$$

$$s = \pi \times 860 / 18 = 150 \text{ mm}$$

gunakan s = 150 mm

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1. UMUM

Pekerjaan konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi modern saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur merupakan salah satu permintaan yang besar. Metode pelaksanaan merupakan komponen penting yang tidak bisa dipisahkan dalam desain struktur pracetak. Sebelum direncanakan, harus terlebih dahul diketahui apakah struktur yang nantinya dibangun bisa direalisasikan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material-material pendukung yang digunakan dalam pelaksaan metode beton pracetak.

10.2. FABRIKASI BETON PRACETAK

Proses pencetakan elemen pracetak dilakukan secara pabrikasi di dalam industri beton pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :

- a. Perlunya standar khusus sehingga hasil paracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
- b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
- c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

10.3. PENGANGKATAN DAN PENEMPATAN CRANE

Elemen struktur pracetak

1. Balok induk 40/65 (terpanjang 10,7 m)

$$W = 0,4 \times (0,65 - 0,15) \times 10,7 \times 2400 = 5136 \text{ kg}$$

2. Balok induk 30/45 (terpanjang 6 m)

$$W = 0,3 \times (0,45 - 0,15) \times 6 \times 2400 = 1080 \text{ kg}$$

3. Balok anak 40/65 (terpanjang 10,7 m)

$$W = 0,4 \times (0,65 - 0,15) \times 10,7 \times 2400 = 5136 \text{ kg}$$

4. Pelat

Ukuran Pelat $1 \times 4 \text{ m}$ ($t = 15 \text{ cm}$)

$$W = 1 \times 4 \times (0,15 - 0,6) \times 2400 = 864 \text{ kg}$$

5. Kolom

Kolom terbesar yaitu kolom $100 \times 100 \text{ cm}$ (tinggi $3,5 \text{ m}$)

$$W = 1 \times 1 \times 3,5 \times 2400 = 8400 \text{ kg}$$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu kolom 100 cm sebesar $8400 \text{ kg} = 8,4 \text{ ton}$. Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane POTAİN MR 160 C
- Jarak jangkau maksimum 33 m dengan beban maksimum $8,5 \text{ ton}$
- Tower crane yang digunakan 2 buah

10.4. TRANSPORTASI ELEMEN BETON PRACETAK

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek

3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

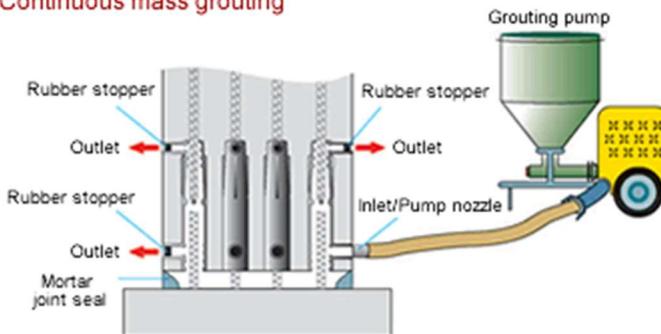
Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk temel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Di areal lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak mempergunakan tower crane.

10.5. METODE PEKERJAAN ELEMEN BETON PRACETAK

Pemasangan Elemen Kolom Pracetak dan Shearwall

Setelah dilakukan pemancangan dan pembuatan pile cap maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pengecoran pile cap. Penulangan kolom dan shearwall yang diletakkan pada pile cap disesuaikan dengan perhitungan pada sambungan fasetening plate menggunakan *NMB Splice Sleeve*.

Continuous mass grouting



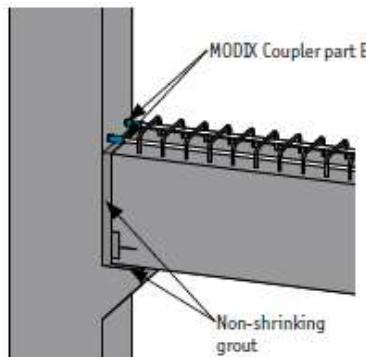
Gambar 10.1. Proses Grouting Sambungan Kolom

Pemasangan Elemen Balok Induk dan Balok Anak

Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulang utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran setempat pada balok.

Penyambungan Balok Induk

Penyambungan balok induk dengan kolom menggunakan konsol pendek dan penyambungan baut yang dilakukan cor setempat pada bagian sambungan. Tahap-tahap pengerjaannya adalah sebagai berikut.



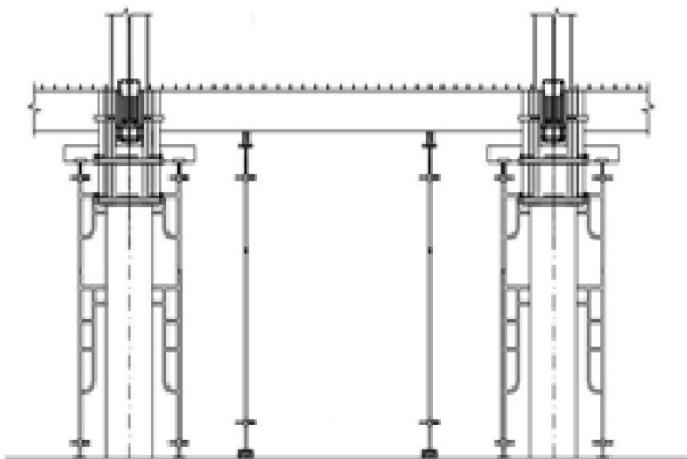
Gambar 10.2. Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan MODIX Coupler



Gambar 10.3. Detail Penyambungan Modix Coupler

Pemasangan Elemen Balok Anak Pracetak

Pelaksanaan penyambungan balok anak – balok anak atau balok anak- balok induk sama halnya dengan penyambungan balok induk ke kolom hanya dalam pelaksanaannya karena tidak menggunakan konsol maka untuk mencegah kerusakan pada balok anak dan balok induk dipasang empat buah perancah (shoring pada elemen balok anak yaitu dua pada tepi dan dua di jarak $\frac{1}{4}$ bentang).



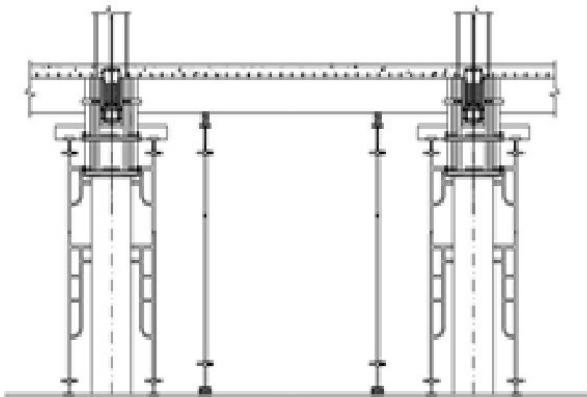
Gambar 10.4. Pemasangan Balok Anak Pracetak

Pemasangan Elemen Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas balok anak dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit).

Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk.



Gambar 10.5. Pengecoran Topping

Untuk pelat yang bersentuhan langsung dengan dinding geser dalam pelaksanaannya dibantu dengan batuan pelat siku sebagai penumpu pelat dan dilakukan cor setempat seperti sambungan pelat lantai ke balok, agar sambungan bersifat komposit.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

BAB XI

KESIMPULAN

11.1. KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Apartemen One East dengan Dual System Precast ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan Apartemen One East di daerah Surabaya memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

➤ Struktur Sekunder:

- Balok anak : 45/60 cm
- Balok bordes : 25/25 cm
- Tebal pelat : 150 mm
- Tebal pelat basement : 150 mm

➤ Struktur Utama:

- Balok induk
 - Tipe 1 : 45/60
 - Tipe 2 : 30/45
- Kolom:
 - Lantai Basement-10 : 1000 x 1000mm
 - Lantai 11-20 : 750 x 750
- Dinding geser:
 - Tipe 1 : 3150 x 300 mm
 - Tipe 2 : 2500 x 300 mm
 - Tipe 3 : 2000 x 300 mm
- Pondasi:
 - Type 1 : 7,5 x 7,5 x 1,5 m
 - Type 2 : 10,5 x 10,5 x 1,5 m
 - Type 3 : 12,5 x 15 x 1,5 m
 - Type 4 : 17,5 x 17,5 x 1,5 m
- Tiang pancang:
 - Type 1 : 6 tiang pancang

- Type 2 : 9 tiang pancang
 - Type 3 : 30 tiang pancang
 - Type 4 : 49 tiang pancang
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS
 3. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Apartemen One East menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012
 4. Dimensi kolom yang digunakan pada analisa struktur Apartemen One East masih bisa diperkecil agar lebih effisien
 5. Penyambungan elemen pracetak menggunakan produk sambungan dari Peikko Group yaitu dengan menggunakan konsep bolted-connection dengan menggunakan anchor-bolt dan coupler. Sambungan bersifat monolit dan dalam analisanya panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 dan analisa kekuatan gaya aksial maksimum yang dapat dipikul oleh sambungan dibandingkan dengan gaya aksial setelah tulangan mengalami leleh (1,25fy).
 6. Pendetailan sambungan pracetak diracang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan penyaluran yang muncul dari masing-masing elemen pracetak untuk menyatukan elemen dengan cor setempat.
 7. Semua elemen direncanakan menggunakan pracetak kecuali pelat basement dan pilecap untuk mempermudah pelaksanaan.
 8. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer
 9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Apartemen One East dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

11.2. SARAN

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diataranya:

1. Perencanaan beton pracetak harus memperhatikan dimensi dan ukuran balok serta kebutuhan tulangan, akan lebih baik apabila dapat meningkatkan efisiensi penggunaan bahan.
2. Perlu diperhatikan pemilihan tulangan untuk beton pracetak sehingga sesuai dengan tulangan spesifikasi sambungan, karena mayoritas pabrik penyedia sambungan berada diluar negeri dengan tipe tulangan yang berbeda
3. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif
4. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar dan sesuai dengan perencanaan

"Halaman ini sengaja dikosongkan..."

DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. (2017). **ACI 318-M14 Building Code Requirements for Structural Concrete.** USA: ACI.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). **SNI 03-1727-2012 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Brown, R. H., & McCormac, J. C. (2014). *Design of Reinforced Concrete (9th ed.)*. Danvers: John Wiley & Sons.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).** Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Jay E. Ochs, M. R. (1993). **Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Seismic Regions.** *PCI Journal*.
- Negro, P., & Toniolo, G. (2012). *Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions.* Ispra: Joint Research Centre of European Commission.
- O. Esmaili, S. E. (2008). **Study of Structural RC Shear Wall System in a 56-Story RC Tall Building.** *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 7.
- Park, R. (2002). **Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand.** *PCI Journal*, 2.
- Pradeep Pawar, S. K. (2015). **Effect of Shear Wall in Dual Structural System of Tall Buildings.** *MAT Journal*, 2.

- Precast Concrete Institute. (2004). ***PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete*** (6th ed.). Chichago: PCI Industry Handbook Committee.
- Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., & Leblanc, B. (1995). **Horizontal Connections for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformations Part 1 : Mild Steel Connections.** *PCI Journal*.
- Suzanne Dow Nakaki, C. B. (2011). **Development of Precast Concrete Shear Wall System Requiring Special Code Acceptance.** *PCI Journal*, 122.
- Suzanne Dow Nakaki, R. E. (1996). **Ductile Connectors for a Precast Concrete Frame.** *PCI Journal*, 3.
- Yee, A. A. (2001). **Social and Environmental Benefits of Precast Concrete Technology.** *PCI Journal*, 16.

LAMPIRAN



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

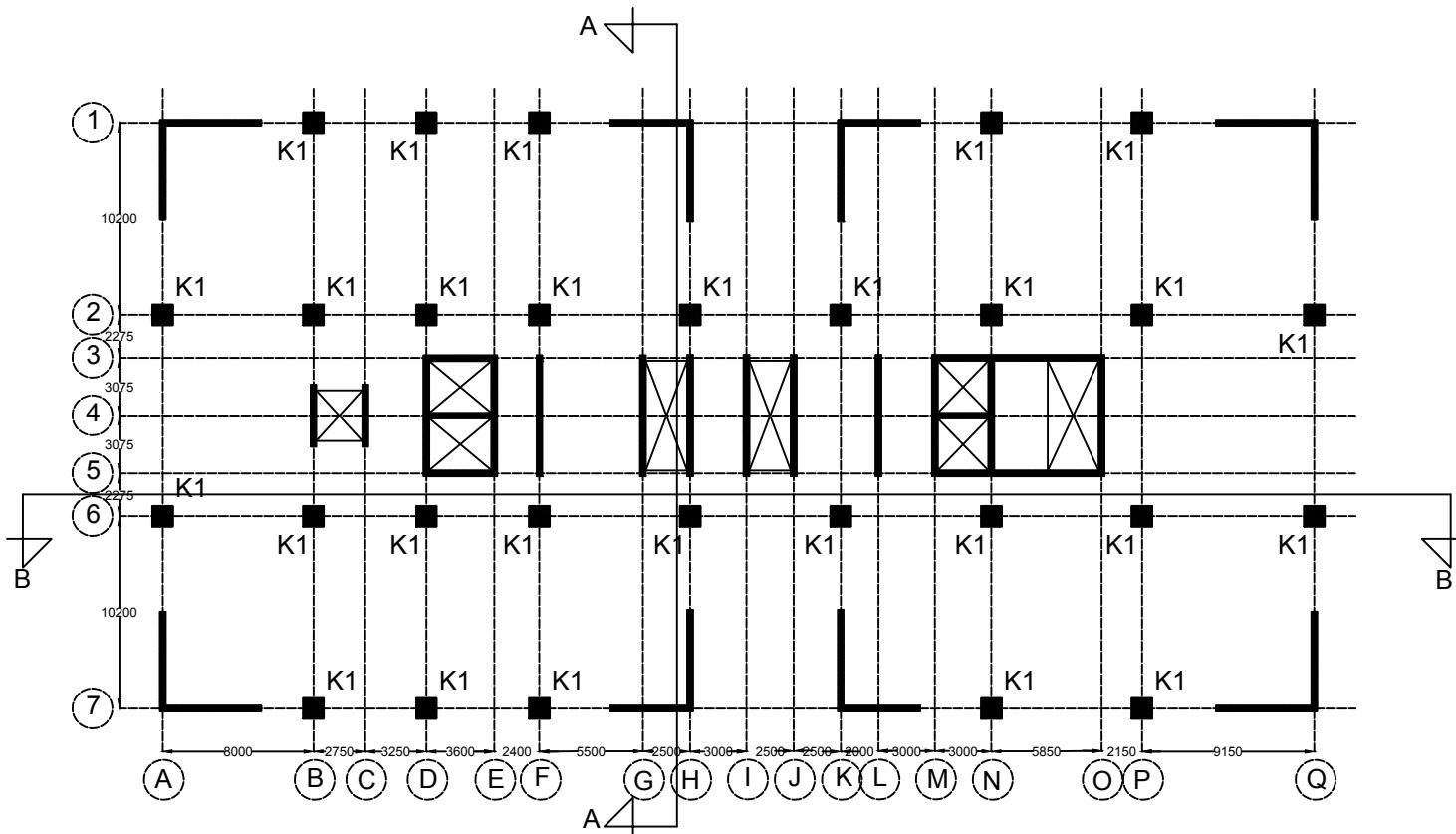
NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM
LT. BASEMENT-10

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
1	1:400	STR



DENAH KOLOM LT BASEMENT - 10
SKALA 1:400

Rencana Dimensi Kolom		
No.	Type	Dimensi Kolom
1.	K1	1000 x 1000 mm



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

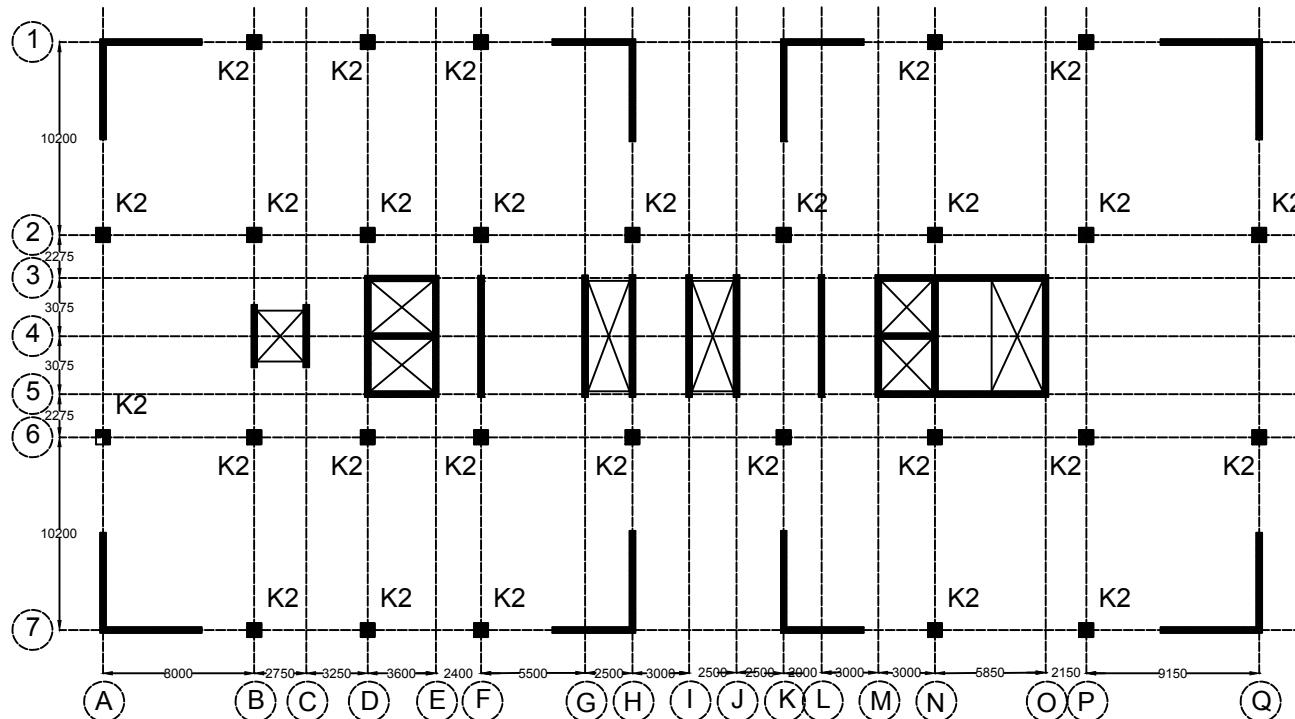
JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM
LT. 11-21



DENAH KOLOM LT 11-21
SKALA 1:400

Rencana Dimensi Kolom		
No	Type	Dimensi Kolom
1.	K2	750 x 750 mm



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
2	1:400	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

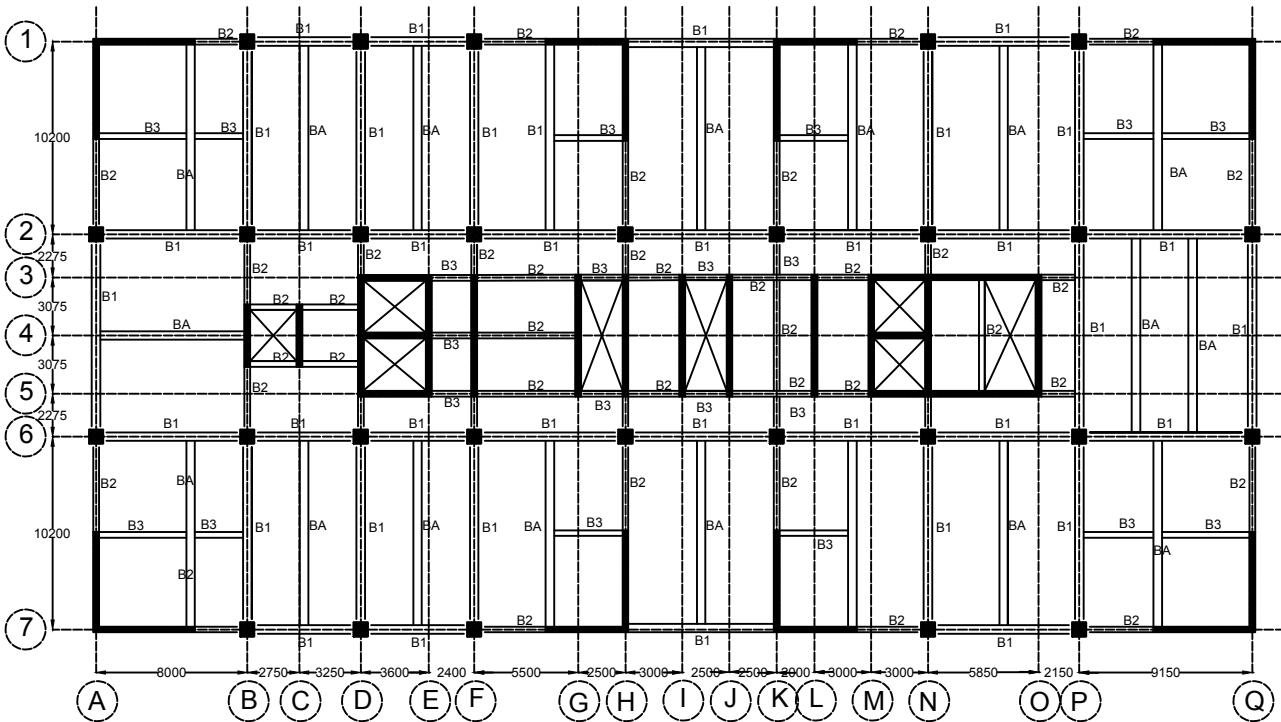
Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LT. BASEMENT-1



DENAH BALOK LT BASEMENT - 1
SKALA 1:400

Rencana Dimensi Balok		
No.	Type	Dimensi Balok
1.	B1	450 x 650 mm
2.	B2	300 x 450 mm
3.	B3	300 x 450 mm
4.	BA	450 x 650 mm

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
3	1:400	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

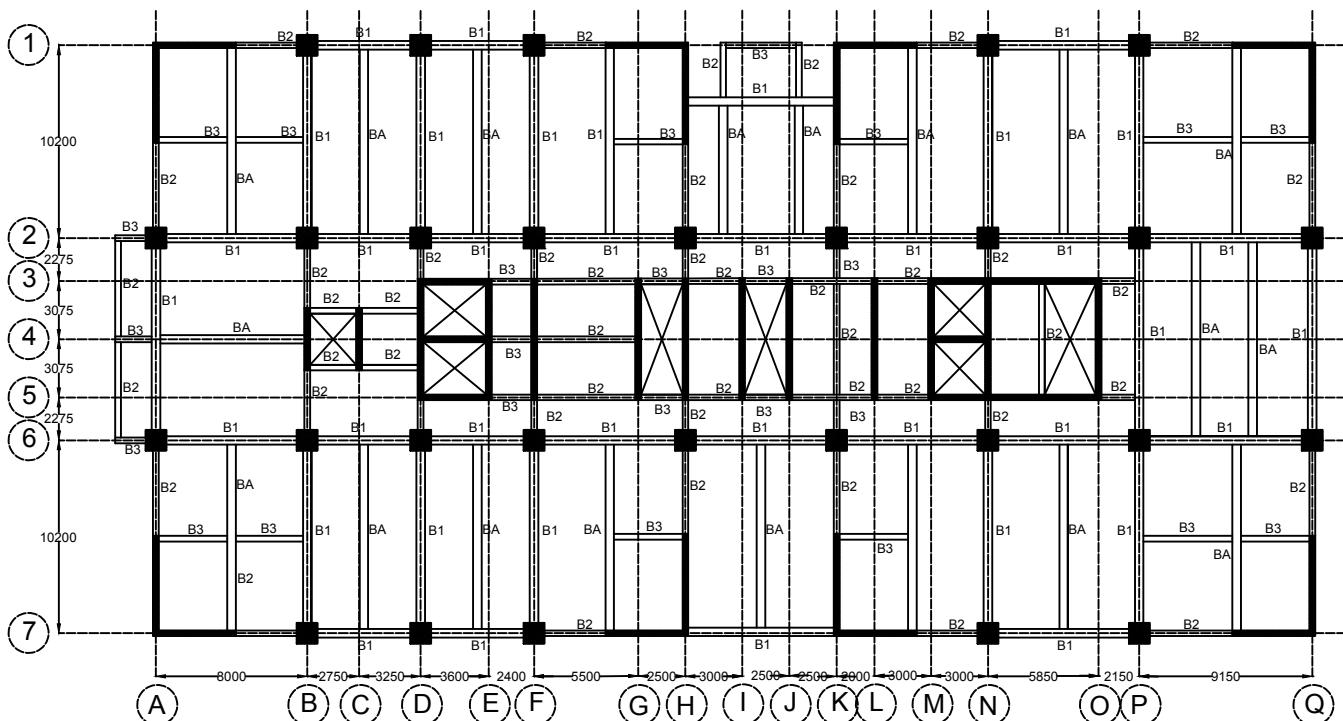
JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LT. 2-21



DENAH BALOK LT 2-21
SKALA 1:400

Rencana Dimensi Balok		
No.	Type	Dimensi Balok
1.	B1	450 x 650 mm
2.	B2	300 x 450 mm
3.	B3	300 x 450 mm
4.	BA	450 x 650 mm



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
4	1:400	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

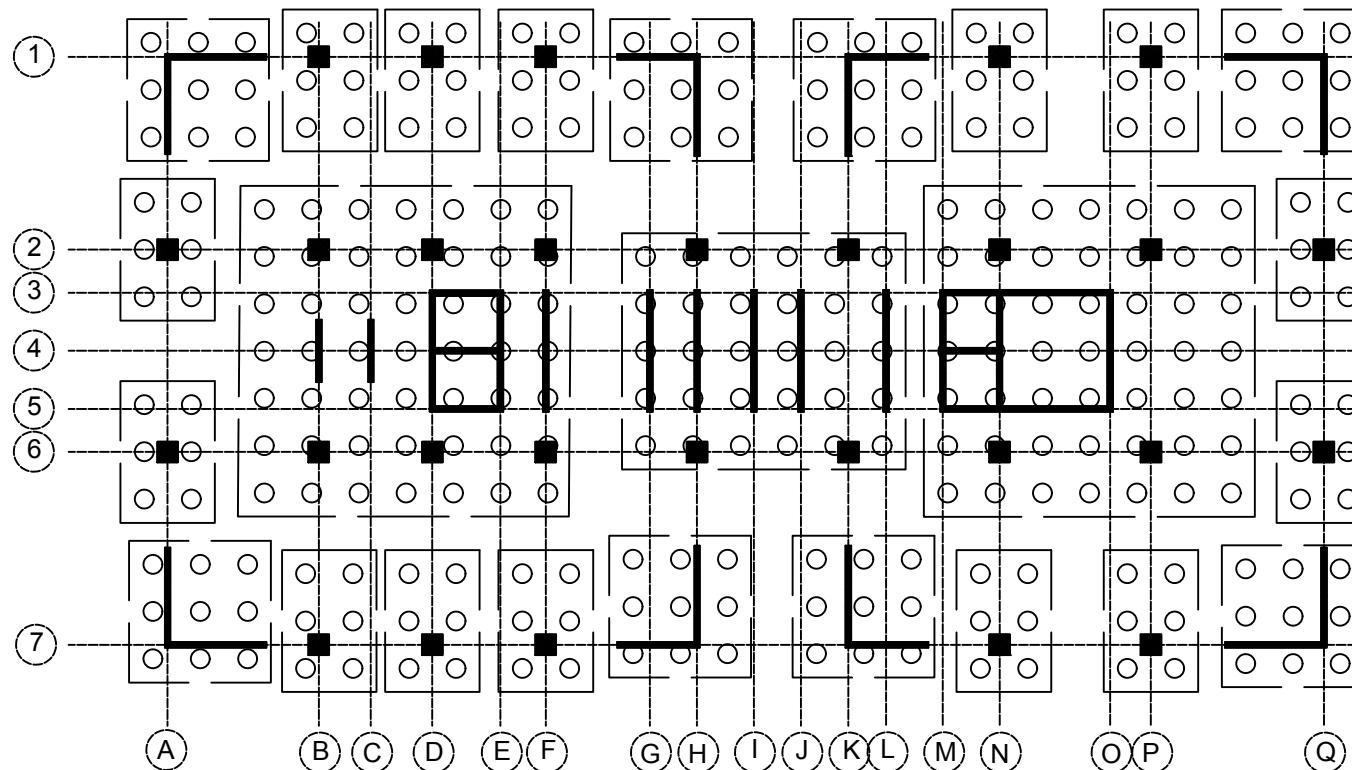
JUDUL GAMBAR

DENAH PILE CAP



DENAH PILE CAP
SKALA 1:400

Rencana Dimensi Pile Cap		
No.	Type	Dimensi Pile Cap
1.	1	5 x 7,5 x 1,5 m
2.	2	7,5 x 7,5 x 1,5 m
3.	3	15 x 17,5 x 1,5 m
4.	4	17,5 x 17,5 x 1,5 m



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
5	1:400	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

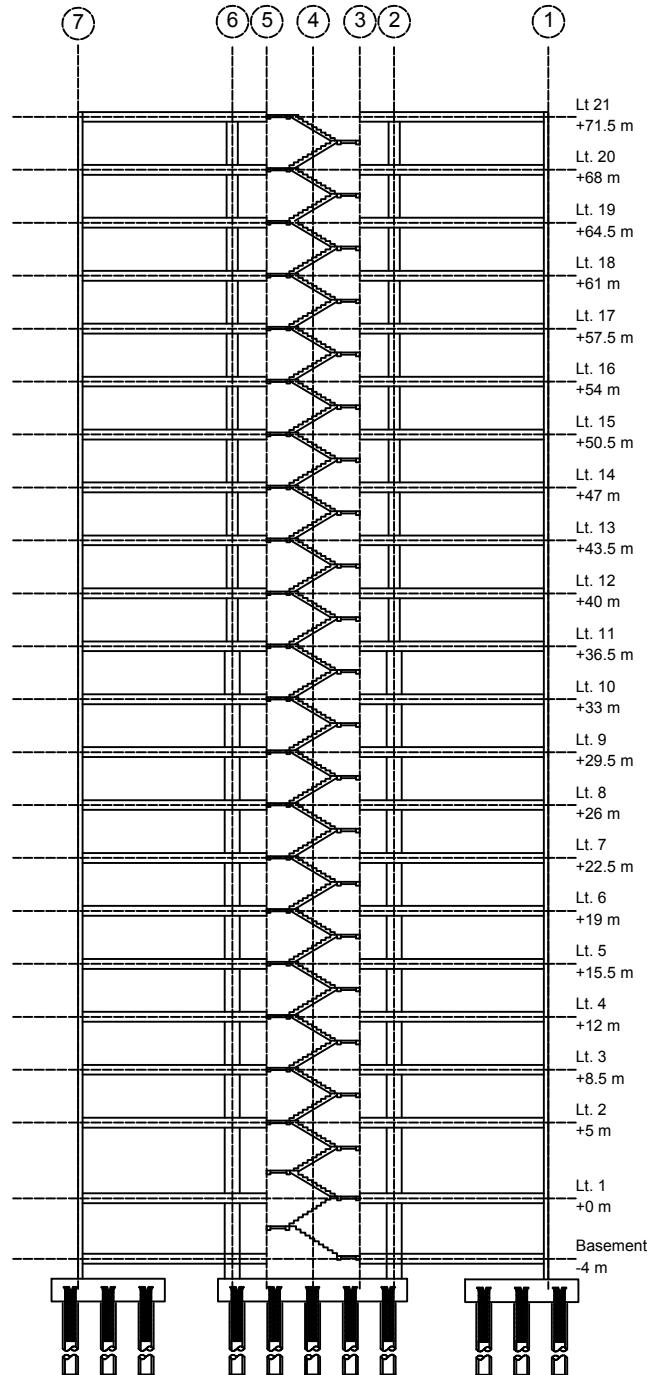
JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
6	1:500	STR

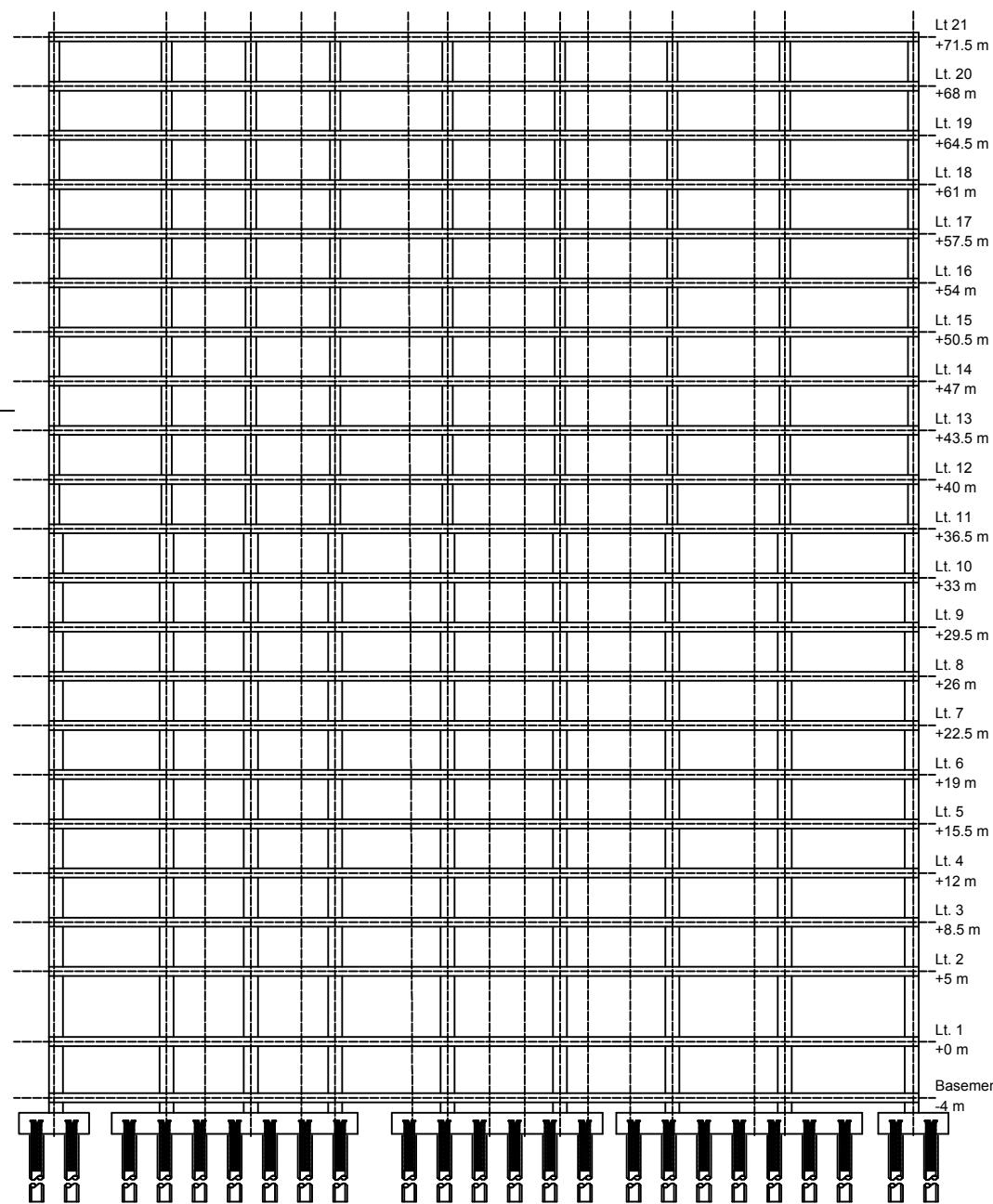


POTONGAN A-A
SKALA 1:500





A B C D E F G H I J K L M N O P Q



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
7	1:500	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

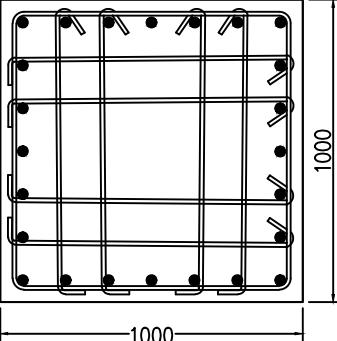
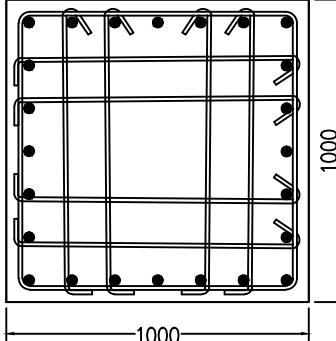
Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM K1

KONDISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
PENAMPANG KOLOM	1000 mm x 1000 mm	1000 mm x 1000 mm
TULANGAN	24 D25	24 D25
BEGEL	6D13 - 100	6D13 - 100

 Detail Kolom K1
Skala 1:25

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
8	1:25	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

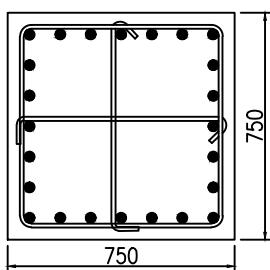
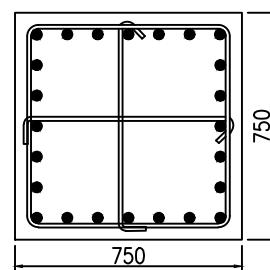
Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

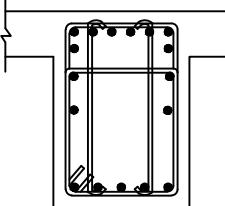
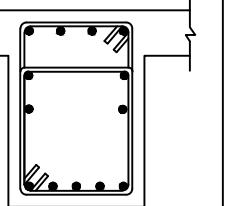
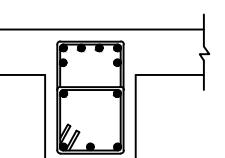
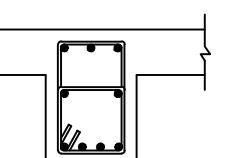
DETAIL KOLOM K2

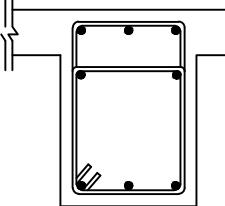
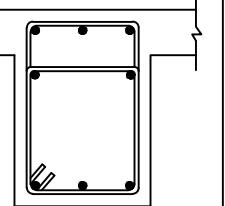
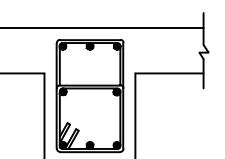
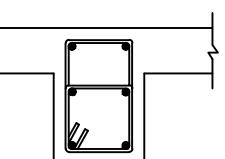
K2		
KONDISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
PENAMPANG KOLOM	750 mm x 750 mm	750 mm x 750 mm
TULANGAN	20 D25	20 D25
BEGEL	3D13 - 100	3D13 - 100

 Detail Kolom K2
Skala 1:25

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
9	1:25	STR

 **Detail Balok**
Skala 1:25

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	450 x 650		300 x 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	7D25	5D22	6D22	3D22
TUL. BAWAH	5D25	5D22	3D22	4D22
TUL. PINGGANG	2D25	2D22	2D22	2D22
SENGKANG	4D13-100	2D13-100	2D10-100	2D10-200

TYPE	BA		B3	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 500		300 x 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D25	3D25	3D22	2D22
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D22	2D22
TUL. PINGGANG			2D22	2D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D10-150	2D10-200



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
10	1:25	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

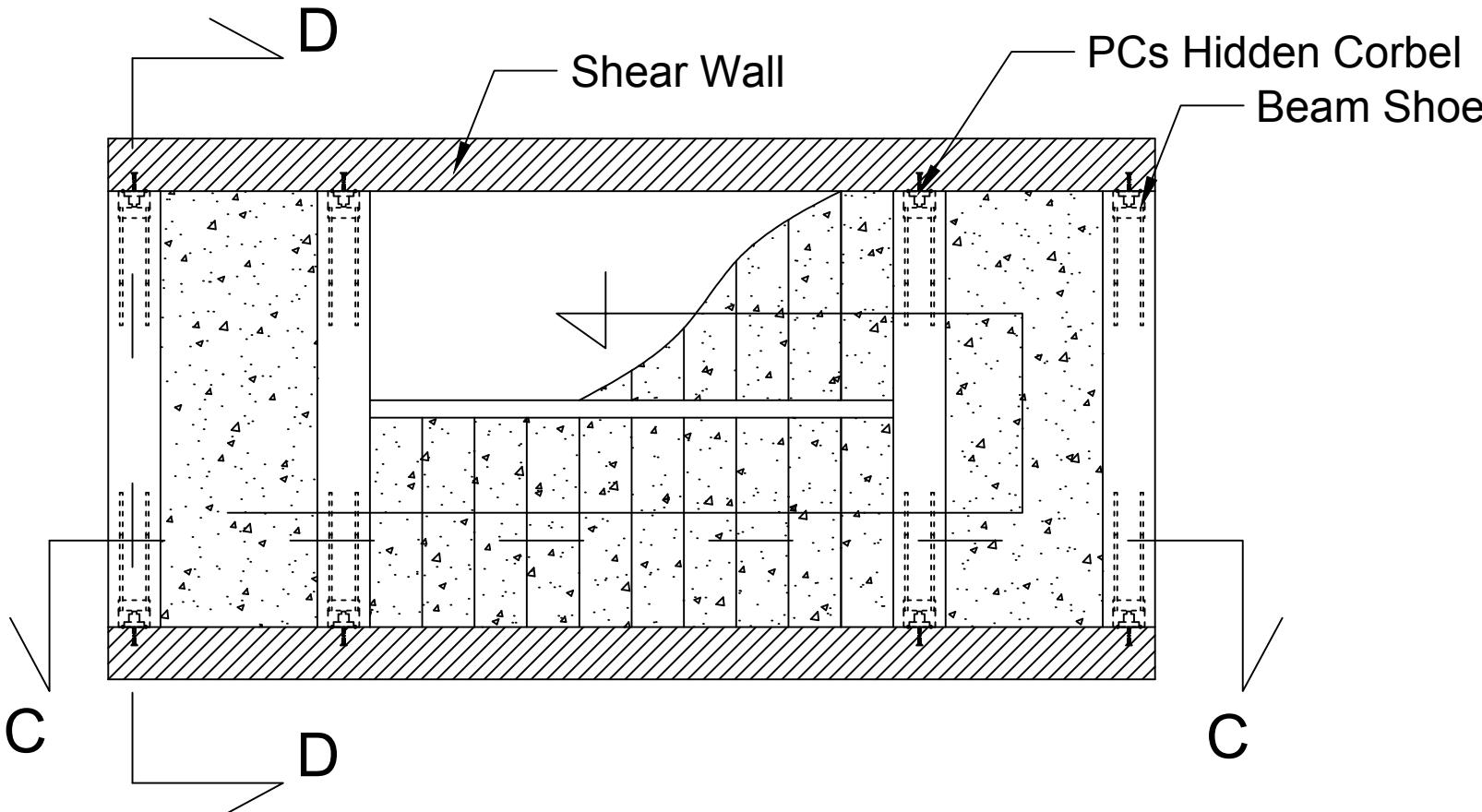
NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

DENAH TANGGA

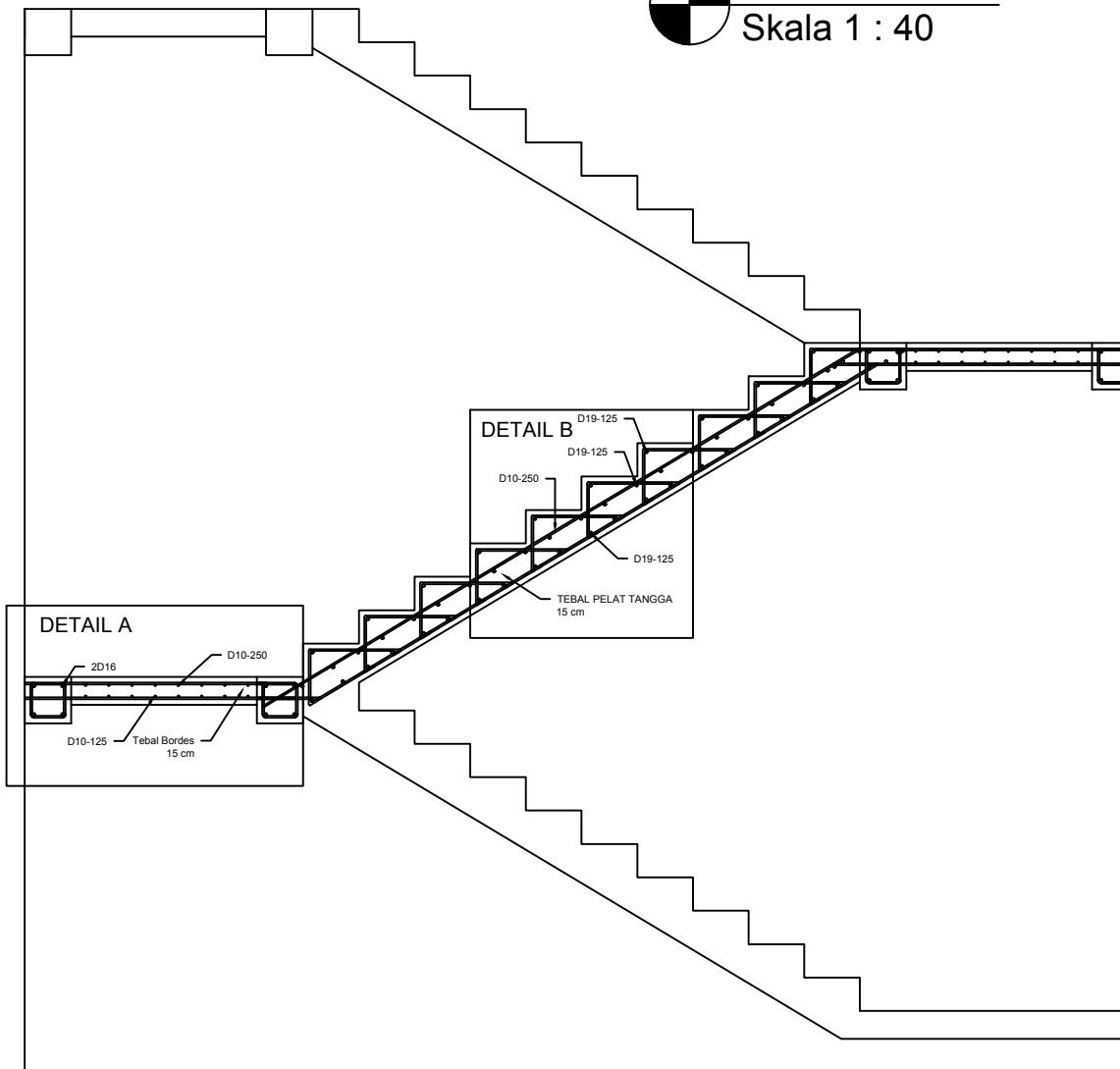
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
11	1:40	STR



Denah Tangga
Skala 1 : 40



Potongan Tangga C-C
Skala 1 : 40



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN TANGGA C-C

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
12	1:40	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

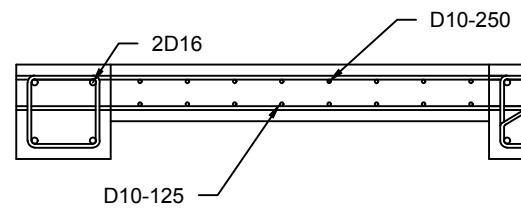
JUDUL GAMBAR

DETAIL TANGGA

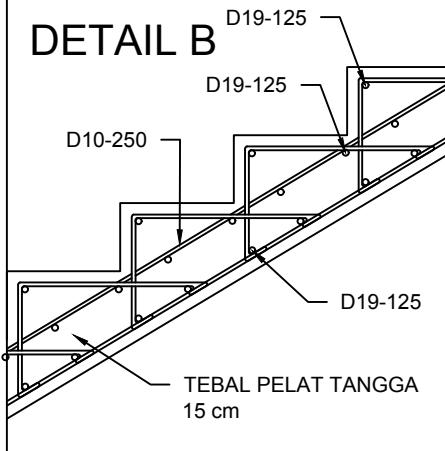
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

13	1:20	STR
----	------	-----

DETAIL A

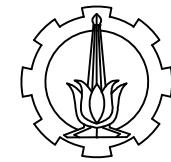
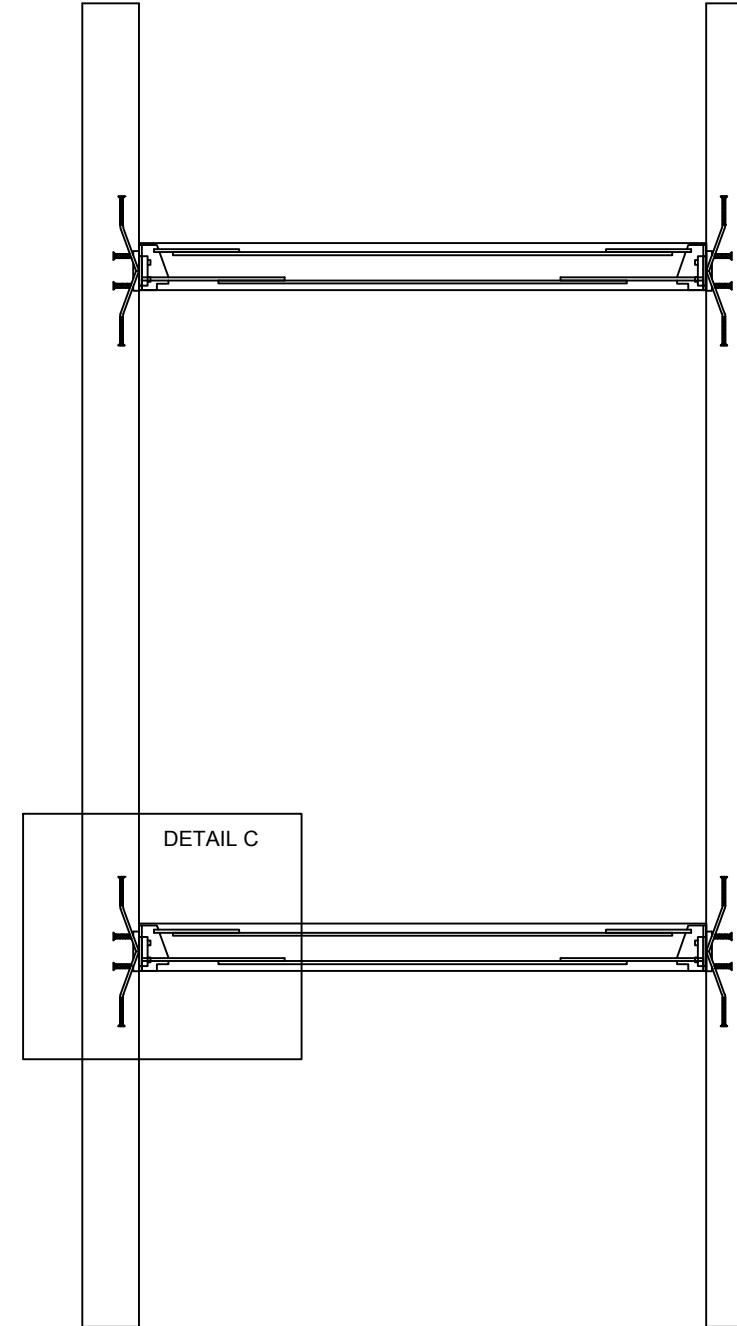


DETAIL B



Detail Tangga
Skala 1 : 20

 Potongan Tangga D-D
Skala 1 : 40



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

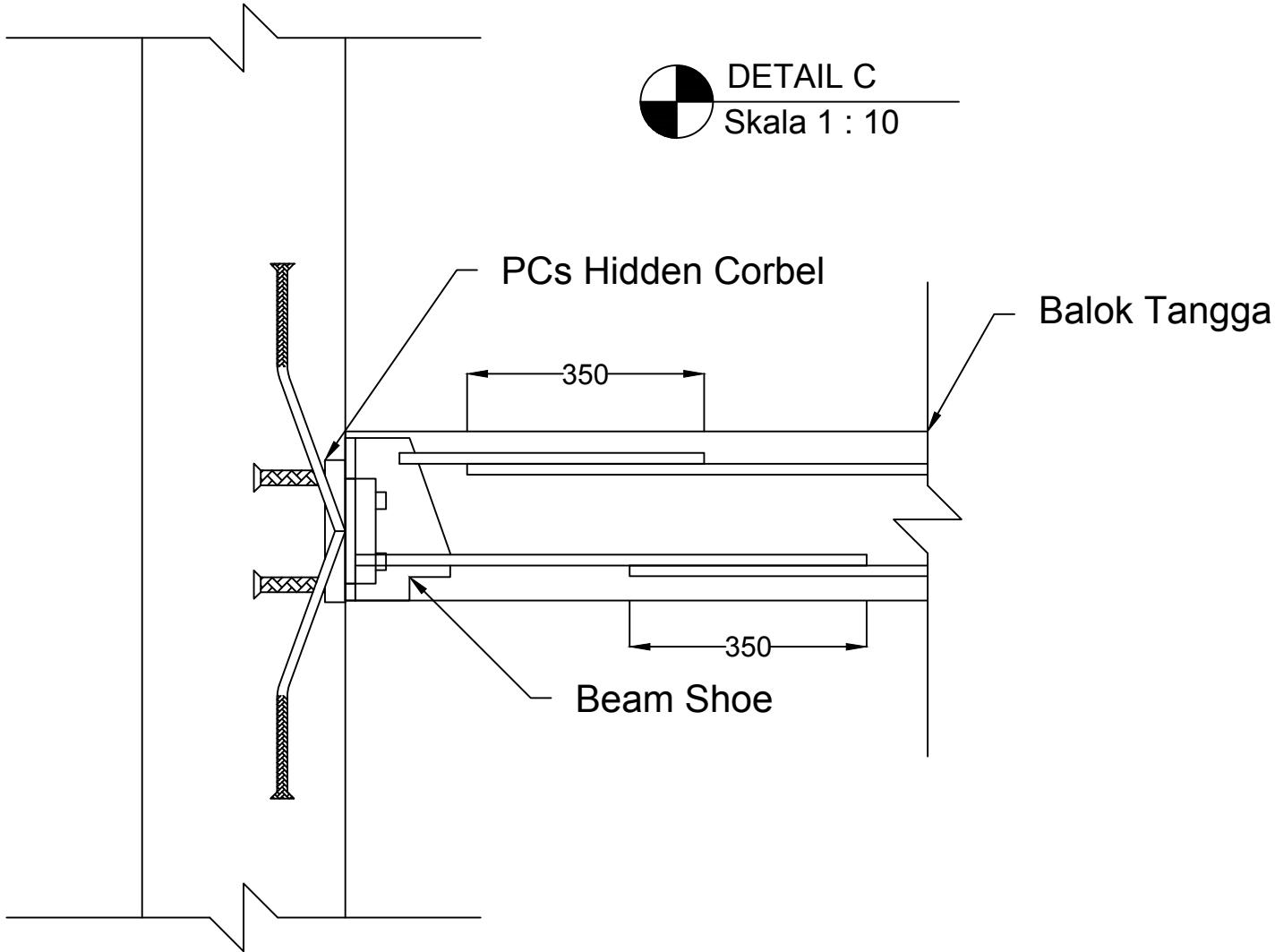
JUDUL GAMBAR

POTONGAN TANGGA D-D

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
14	1:40	STR



DETAIL C
Skala 1 : 10



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

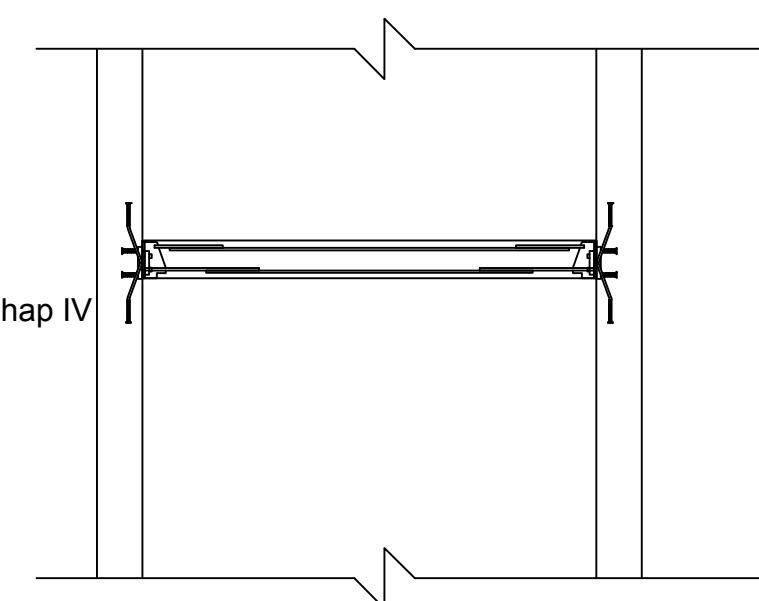
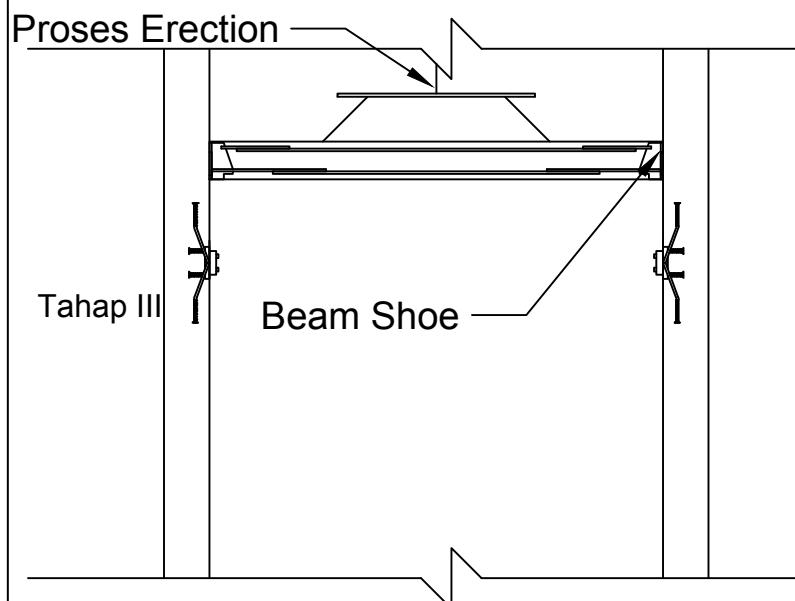
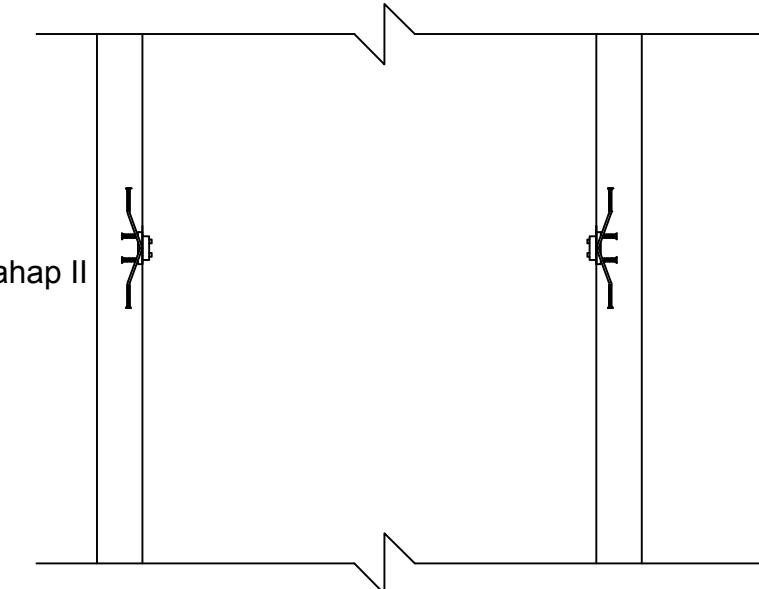
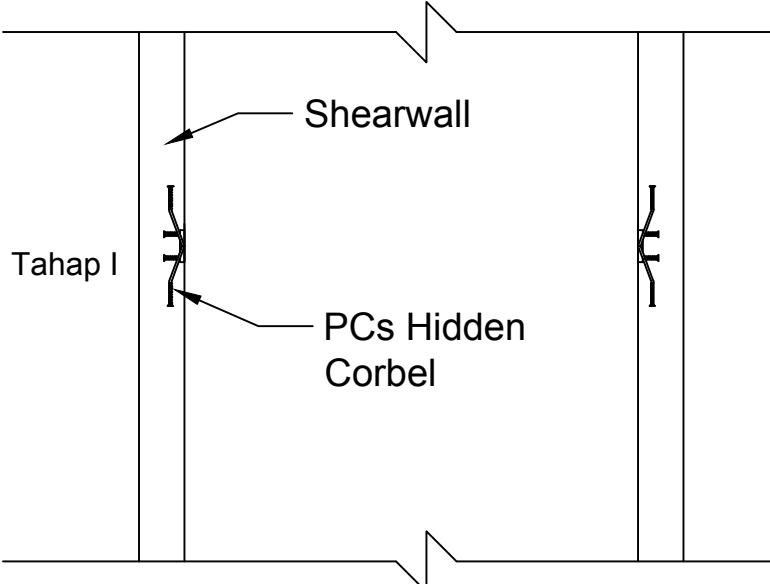
0311144000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL C

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
15	1:10	STR

 Tahapan Pemasangan Balok ke Shearwall Pracetak
Skala 1:50



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

TAHAPAN PEMASANGAN BALOK
KE SHEARWALL PRACETAK

NO. GMB SKALA KODE GMB

16 1:50 STR

 Tahapan 1 Pemasangan Balok ke Shearwall Pracetak
Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

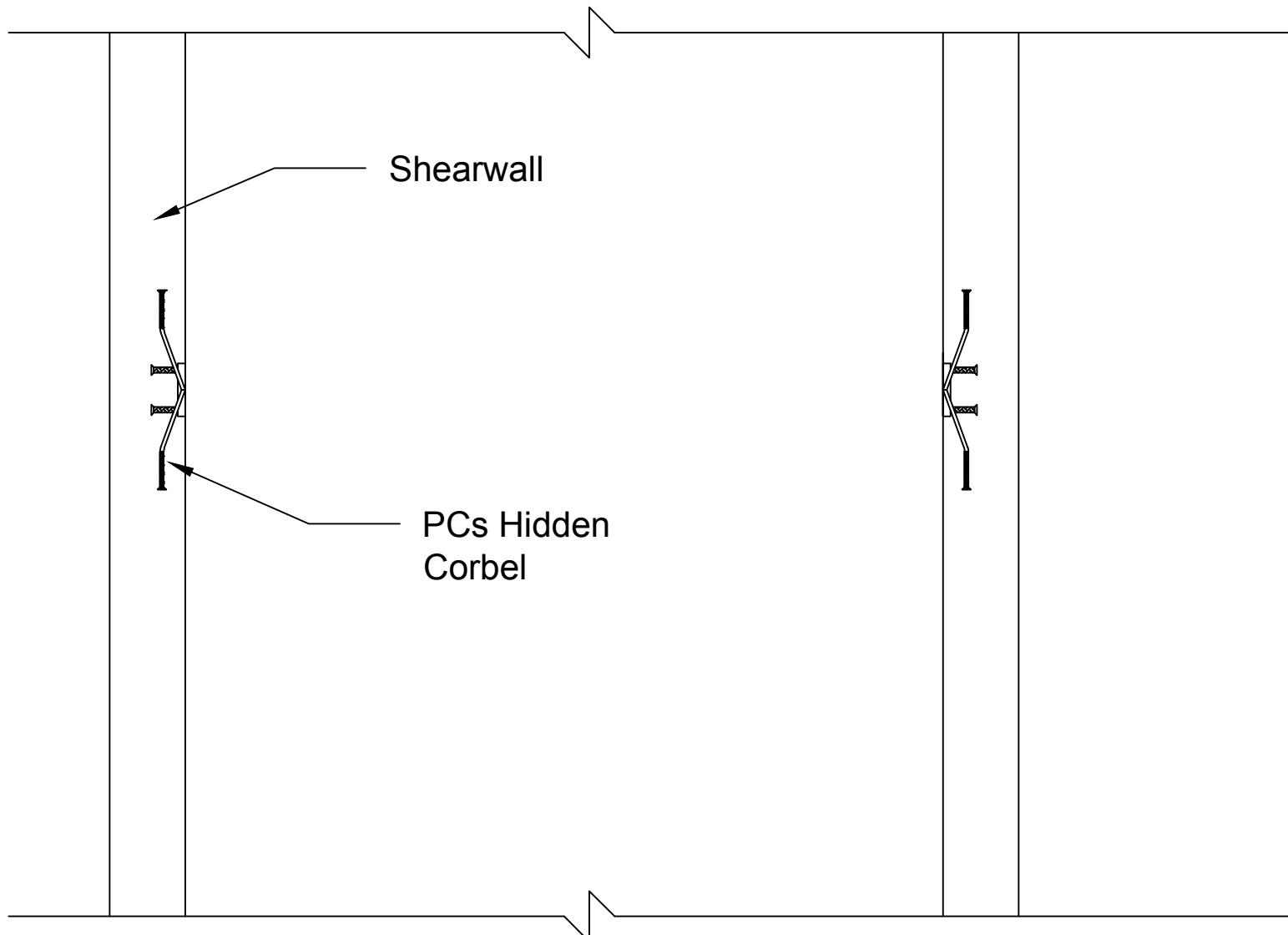
0311144000038

JUDUL GAMBAR

TAHAPAN 1 PEMASANGAN
BALOK KE SHEARWALL
PRACETAK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

17	1:25	STR
----	------	-----



 Tahapan 2 Pemasangan Balok ke Shearwall Pracetak
Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

TAHAPAN 2 PEMASANGAN
BALOK KE SHEARWALL
PRACETAK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

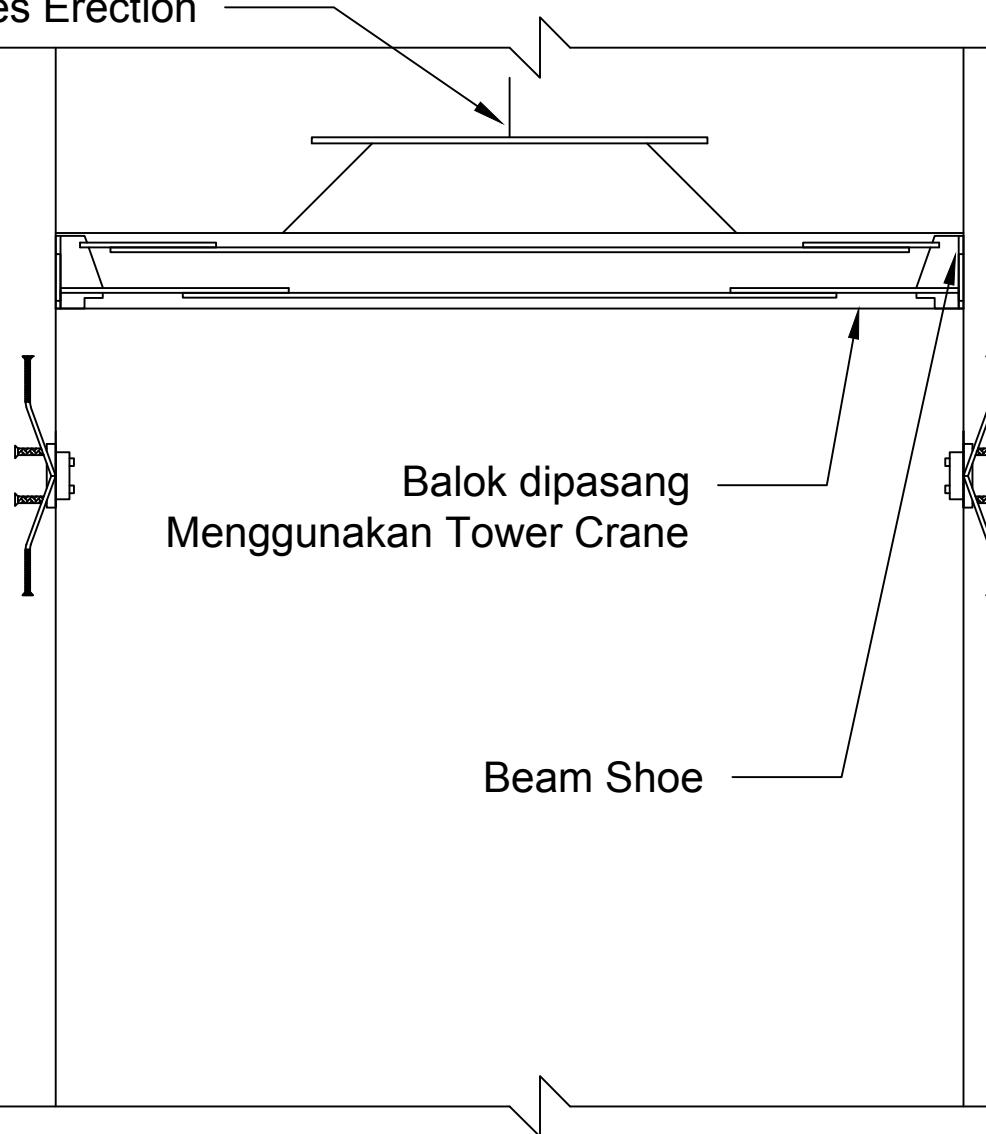
18	1:25	STR
----	------	-----



Pemasangan Pelat
Corbel Lalu dikencangkan
dengan Baut

 Tahapan 3 Pemasangan Balok ke Shearwall Pracetak
Skala 1:25

Proses Erection



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

TAHAPAN 3 PEMASANGAN
BALOK KE SHEARWALL
PRACETAK

NO. GMB SKALA KODE GMB

19

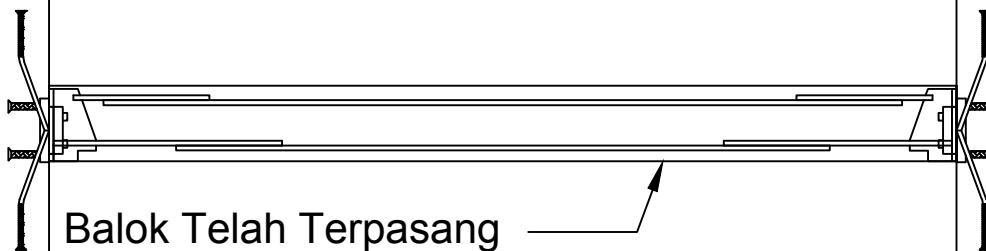
1:25

STR



Tahapan 4 Pemasangan Balok ke Shearwall Pracetak

Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

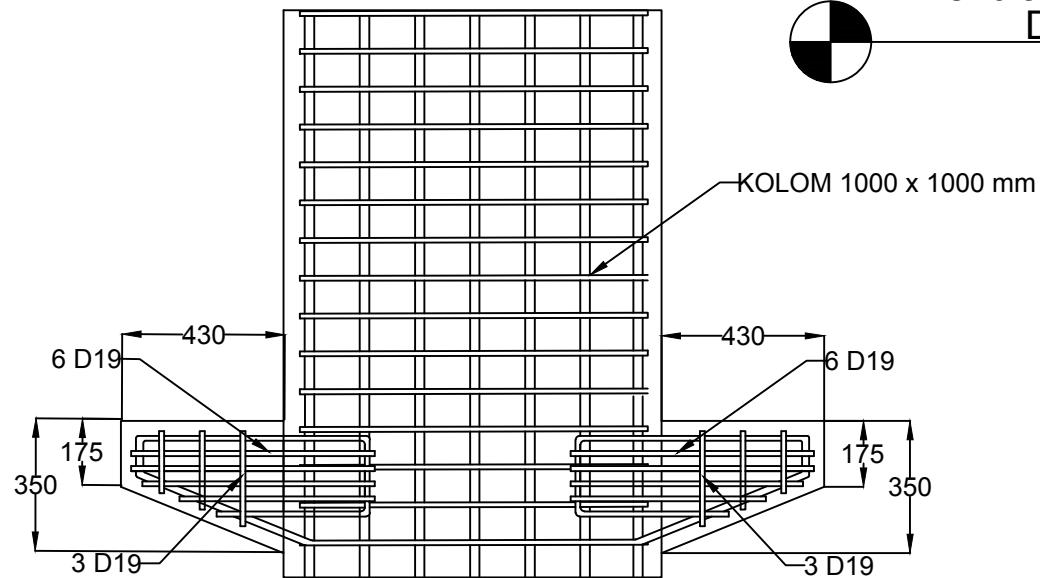
JUDUL GAMBAR

TAHAPAN 4 PEMASANGAN
BALOK KE SHEARWALL
PRACETAK

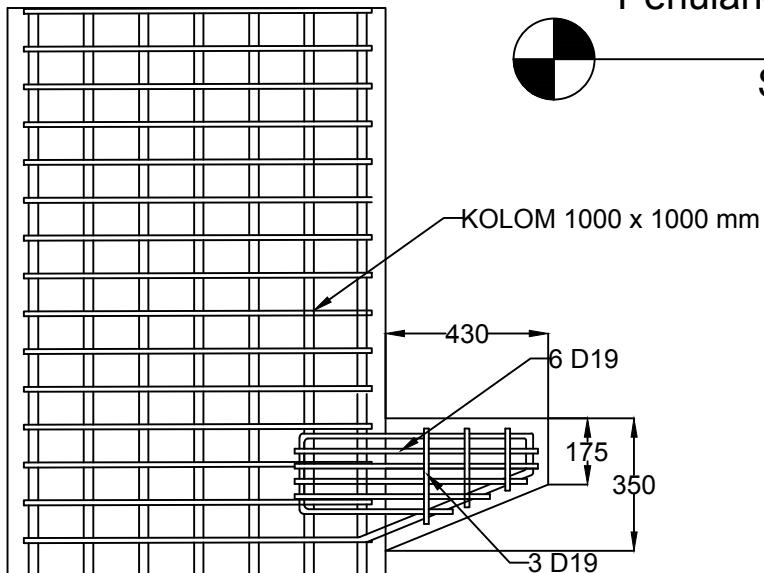
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
20	1:25	STR



Penulangan Konsol Pendek
Double Sided
Skala 1 : 20



Penulangan Konsol Pendek
Single Sided
Skala 1 : 20



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

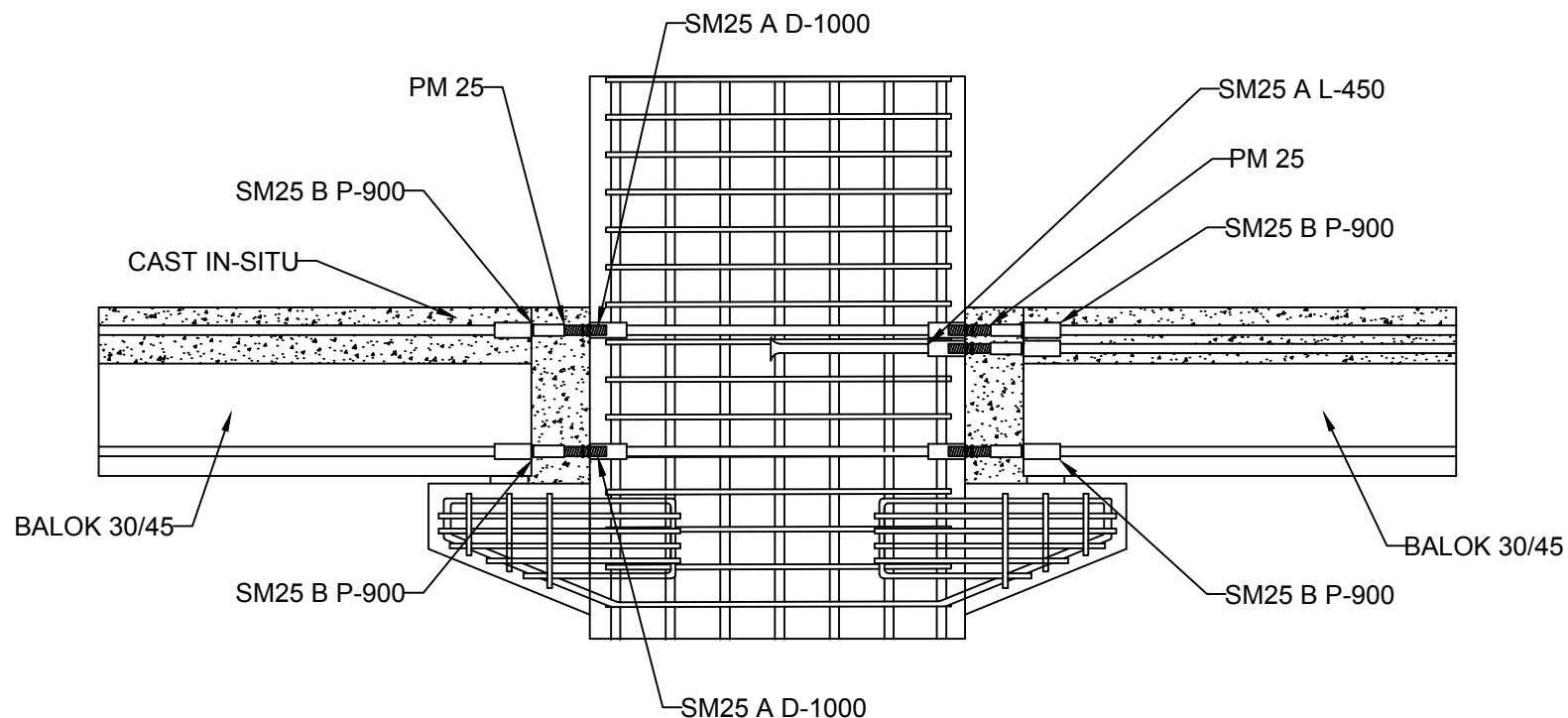
JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KONSOL
PENDEK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
21	1:20	STR



Detail Sambungan Balok 30/45 - Kolom
Double Sided
Skala 1 : 20



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

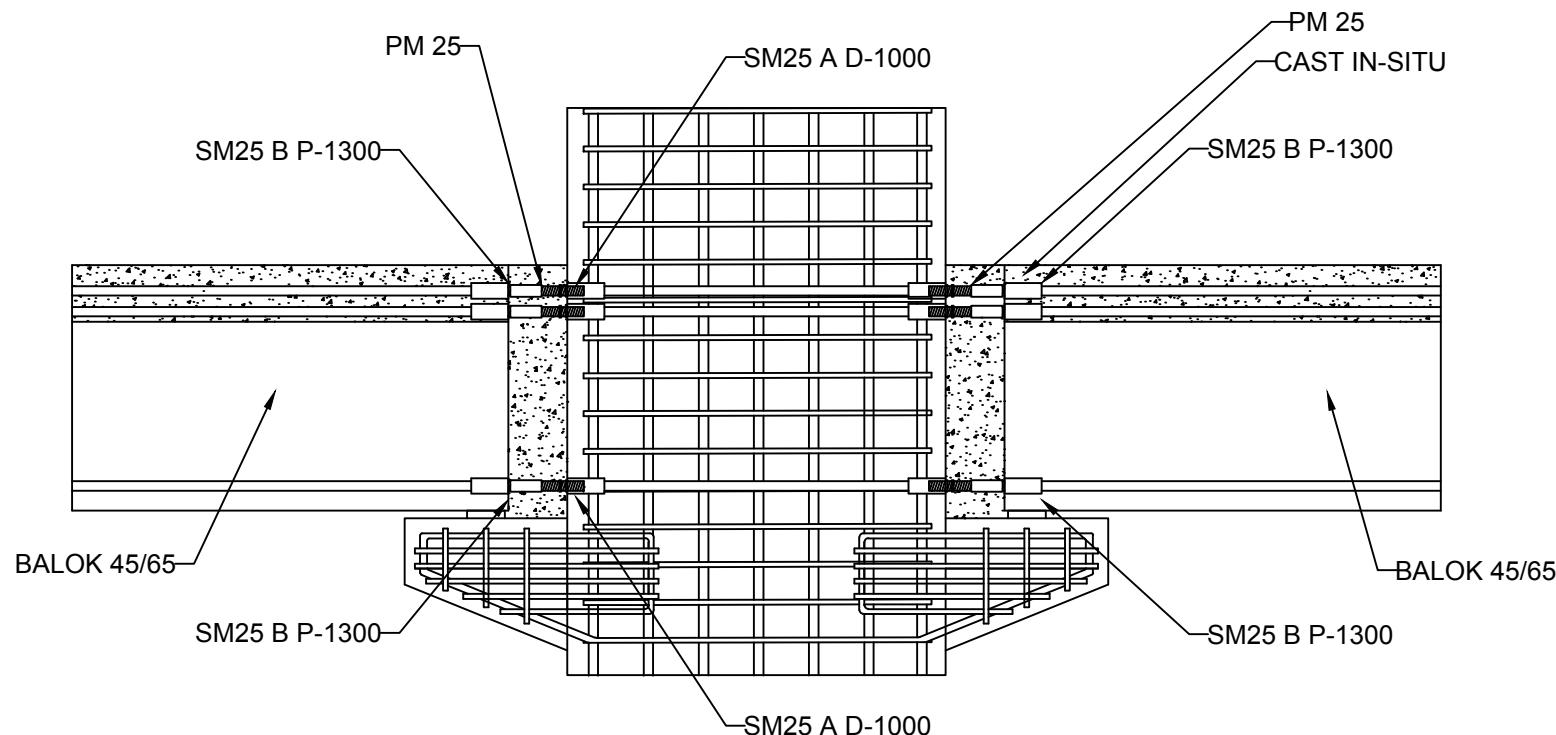
JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
BALOK 30/45 - KOLOM
DOUBLE SIDED

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
22	1:20	STR



**Detail Sambungan Balok 45/65 - Kolom
Double Sided**
Skala 1 : 20



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

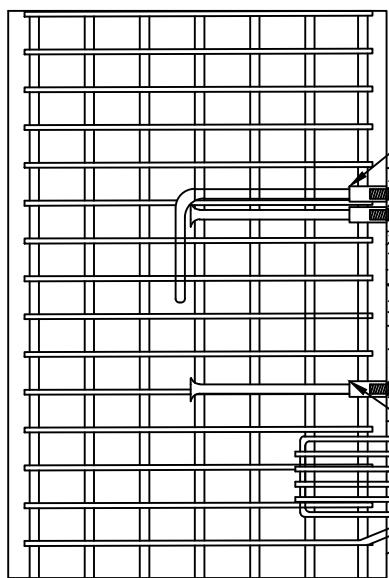
NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

**DETAIL SAMBUNGAN
BALOK 45/65 - KOLOM
DOUBLE SIDED**

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
23	1:20	STR



SM25 A P12-750(450)

PM 25

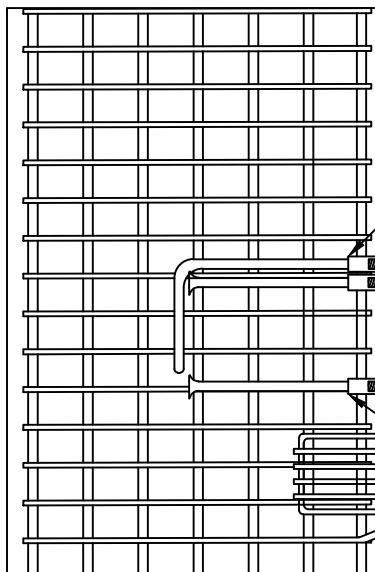
CAST IN-SITU

SM25 B P-1300

BALOK 45/65

Detail Sambungan Balok 45/65 - Kolom Single Sided

Skala 1 : 20



SM25 A P12-750(450)

CAST IN-SITU

PM 25

SM25 B P-900

BALOK 30/45

Detail Sambungan Balok 30/45 - Kolom Single Sided

Skala 1 : 20



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

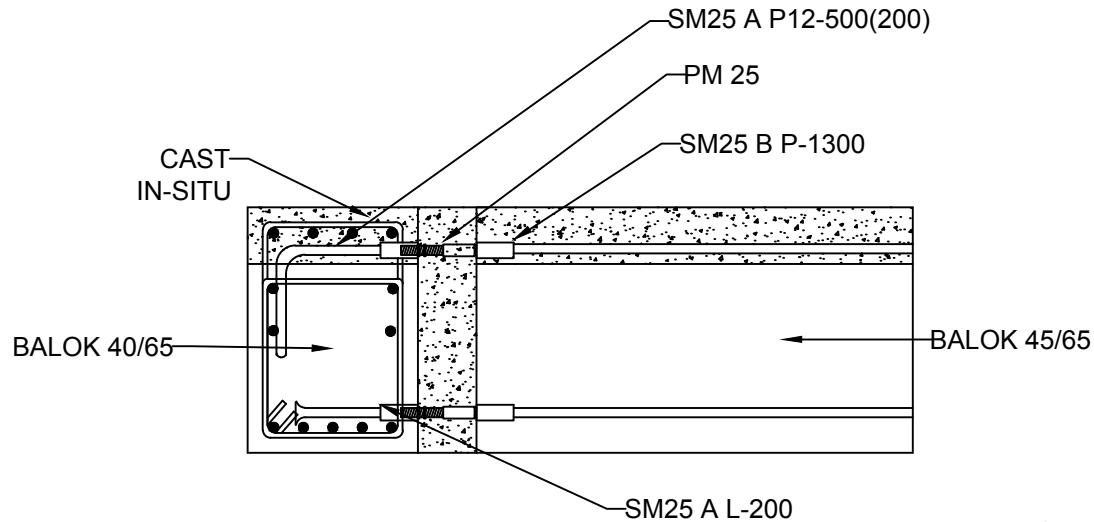
03111440000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
BALOK - KOLOM
SINGLE SIDED

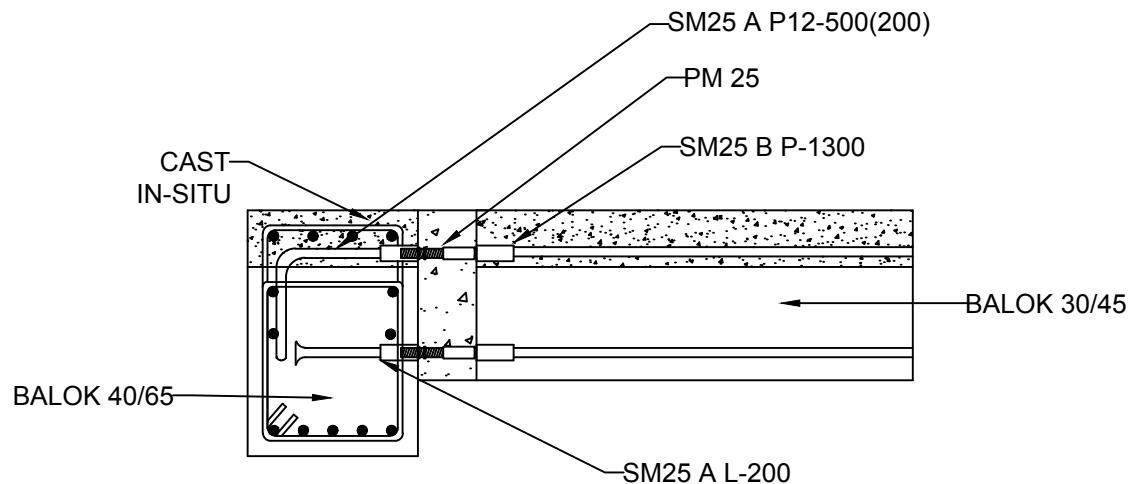
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

24	1:20	STR
----	------	-----



Detail Sambungan Balok Induk -
Balok Anak 45/65

Skala 1 : 20



Detail Sambungan Balok Induk -
Balok Anak 30/45

Skala 1 : 20

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

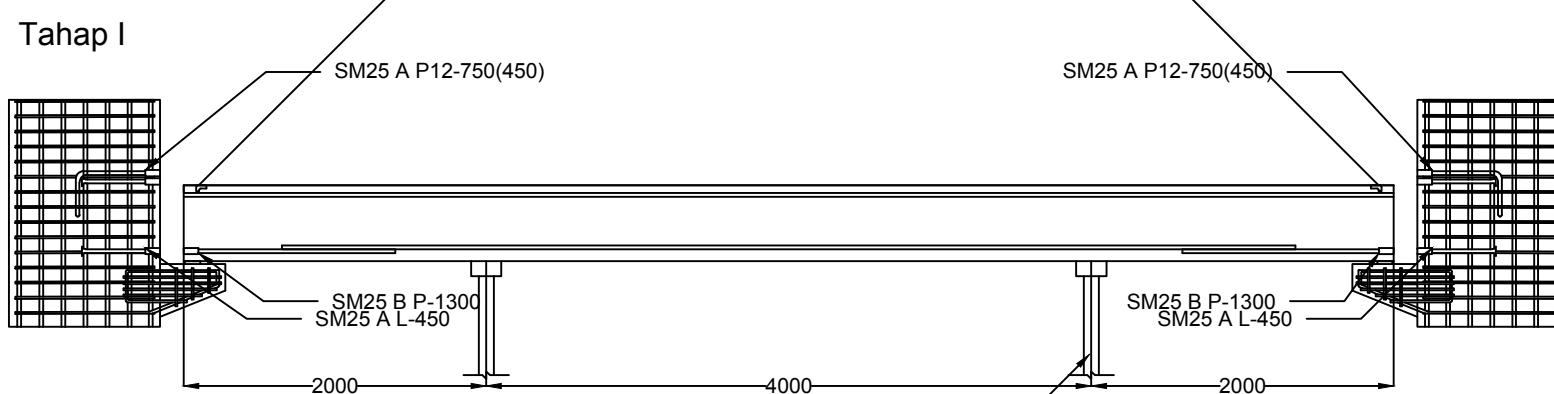
JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
BALOK INDUK-ANAK

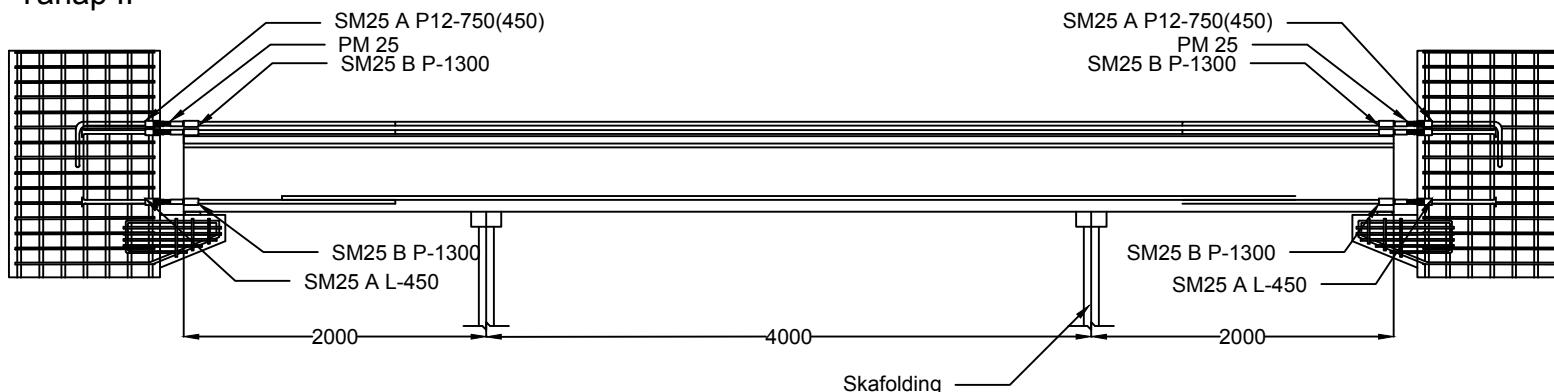
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
25	1:20	STR

 Tahapan Pemasangan Balok
Skala 1:50

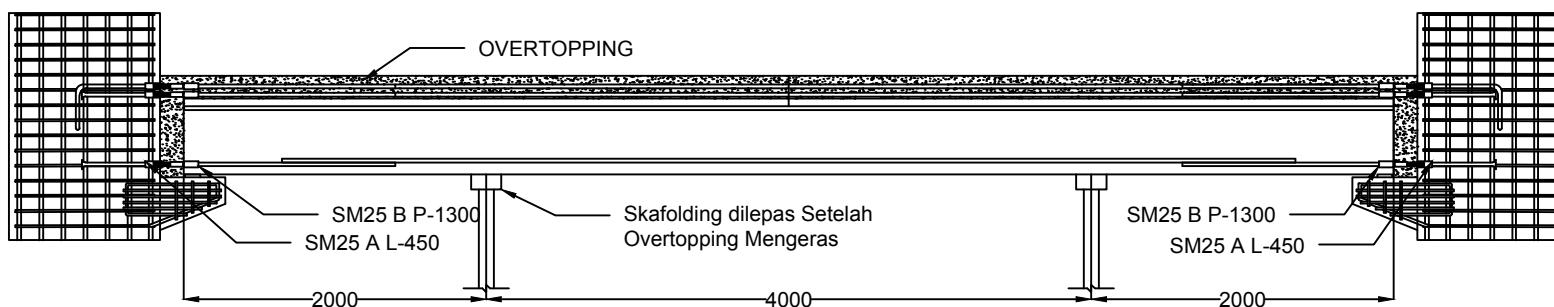
Tahap I



Tahap II



Tahap III



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

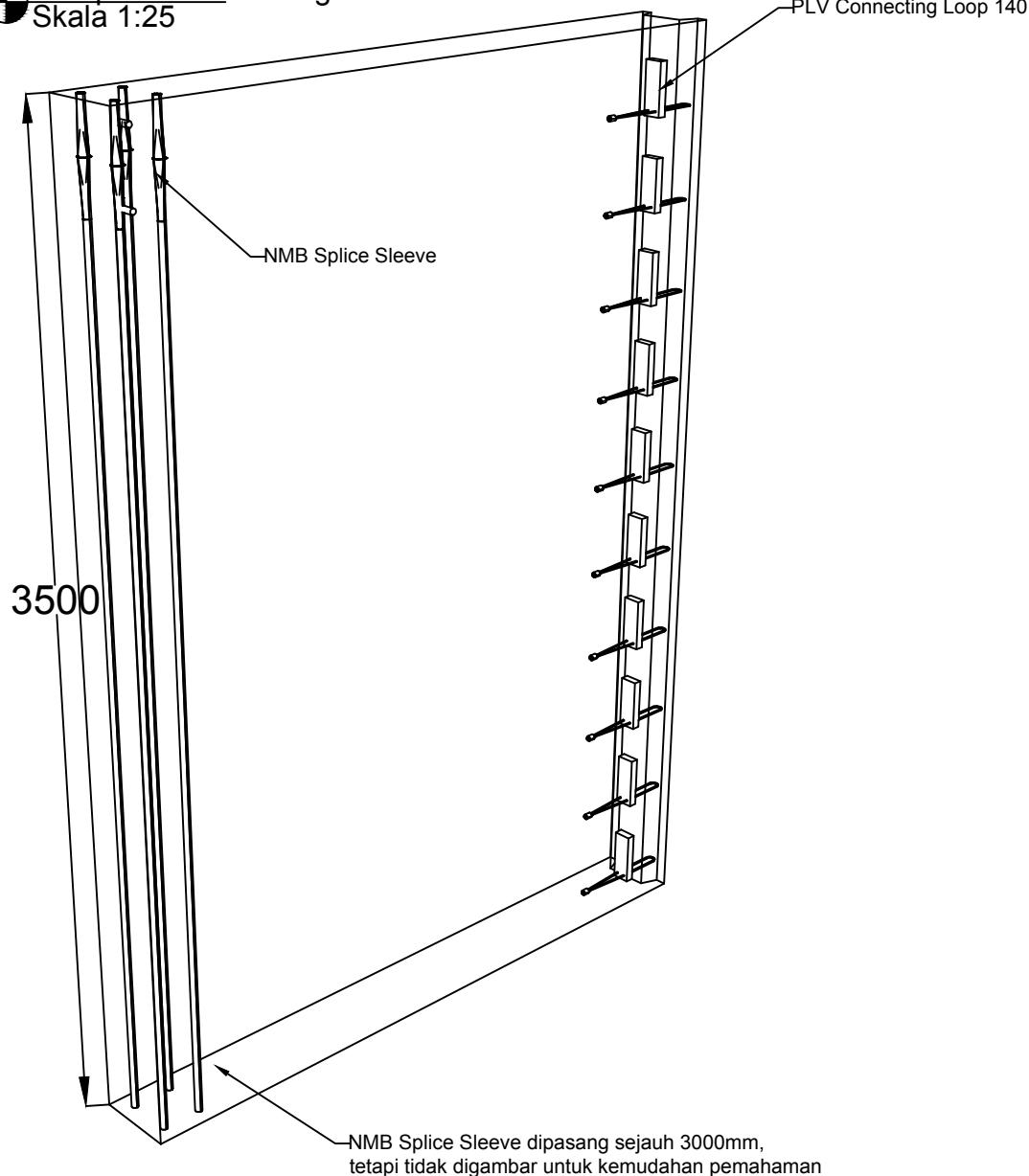
JUDUL GAMBAR

TAHAPAN PEMASANGAN BALOK
PRACETAK

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
26	1:50	STR



Perspektif 1 Sambungan Horizontal
Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

PERSEPEKTIF 1 SAMBUNGAN
HORIZONTAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
27	1:25	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

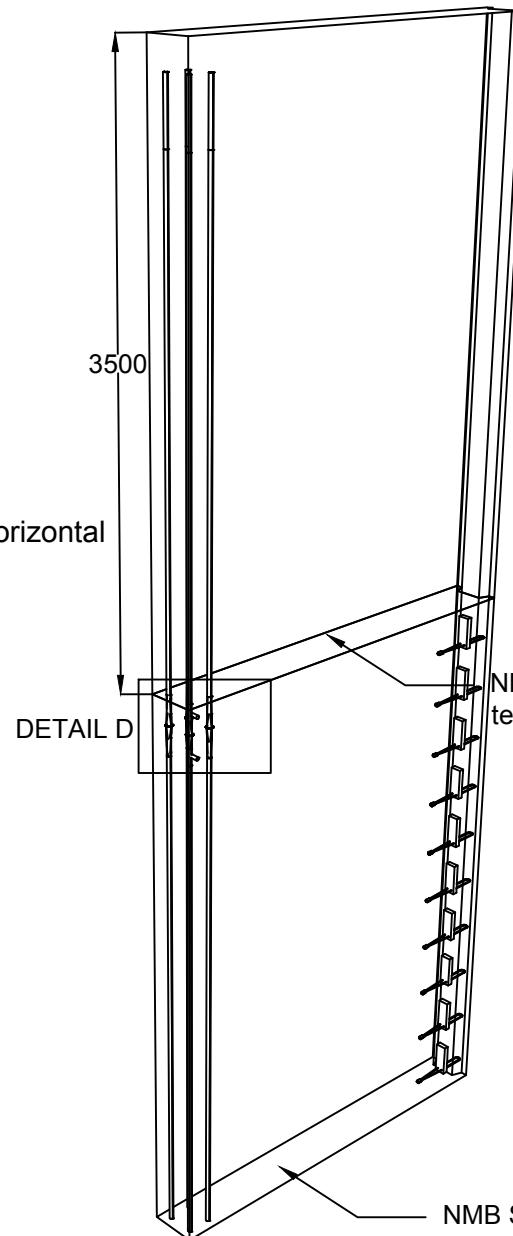
JUDUL GAMBAR

PERSEPEKTIF 2 SAMBUNGAN
HORIZONTAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

28	1:40	STR
----	------	-----

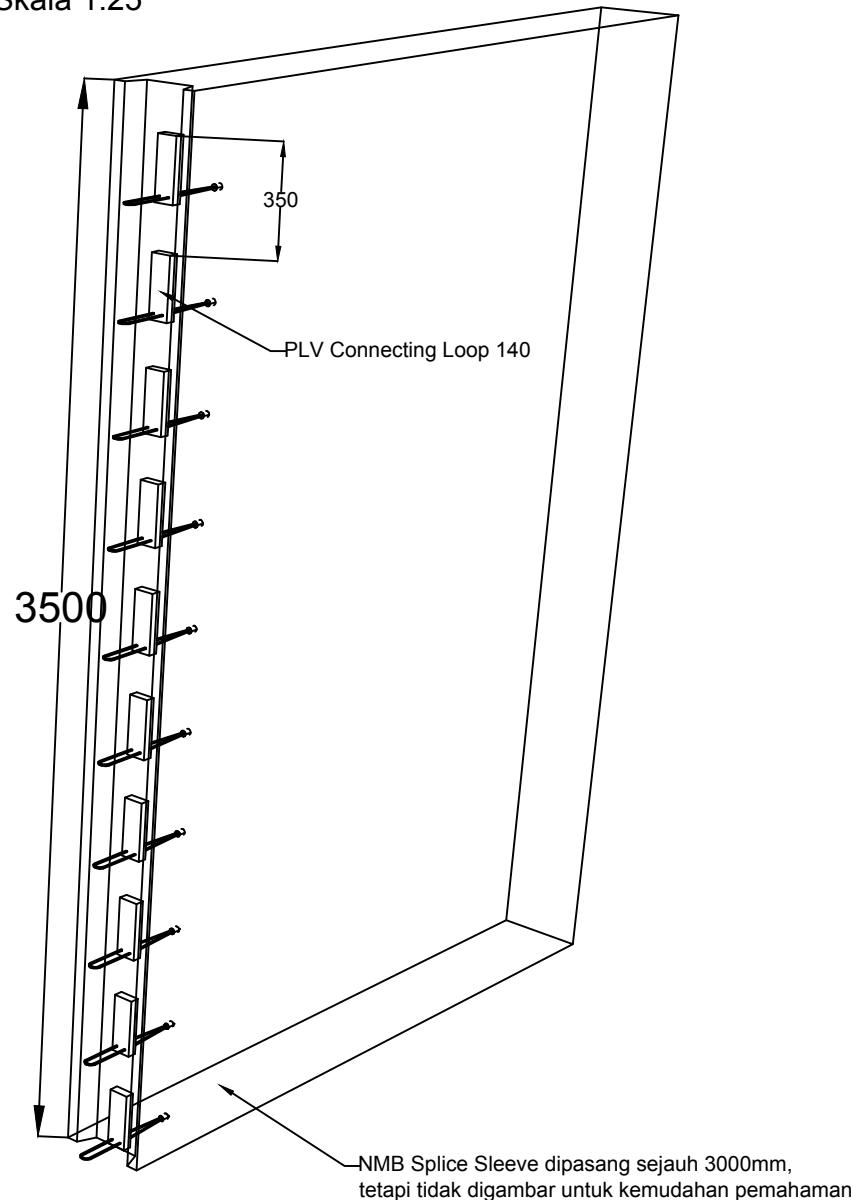
Perspektif 2 Sambungan Horizontal
Skala 1:40



NMB Splice Sleeve dipasang sejahter 3000mm,
tetapi tidak digambar untuk kemudahan pemahaman



Perspektif 1 Sambungan Vertikal
Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

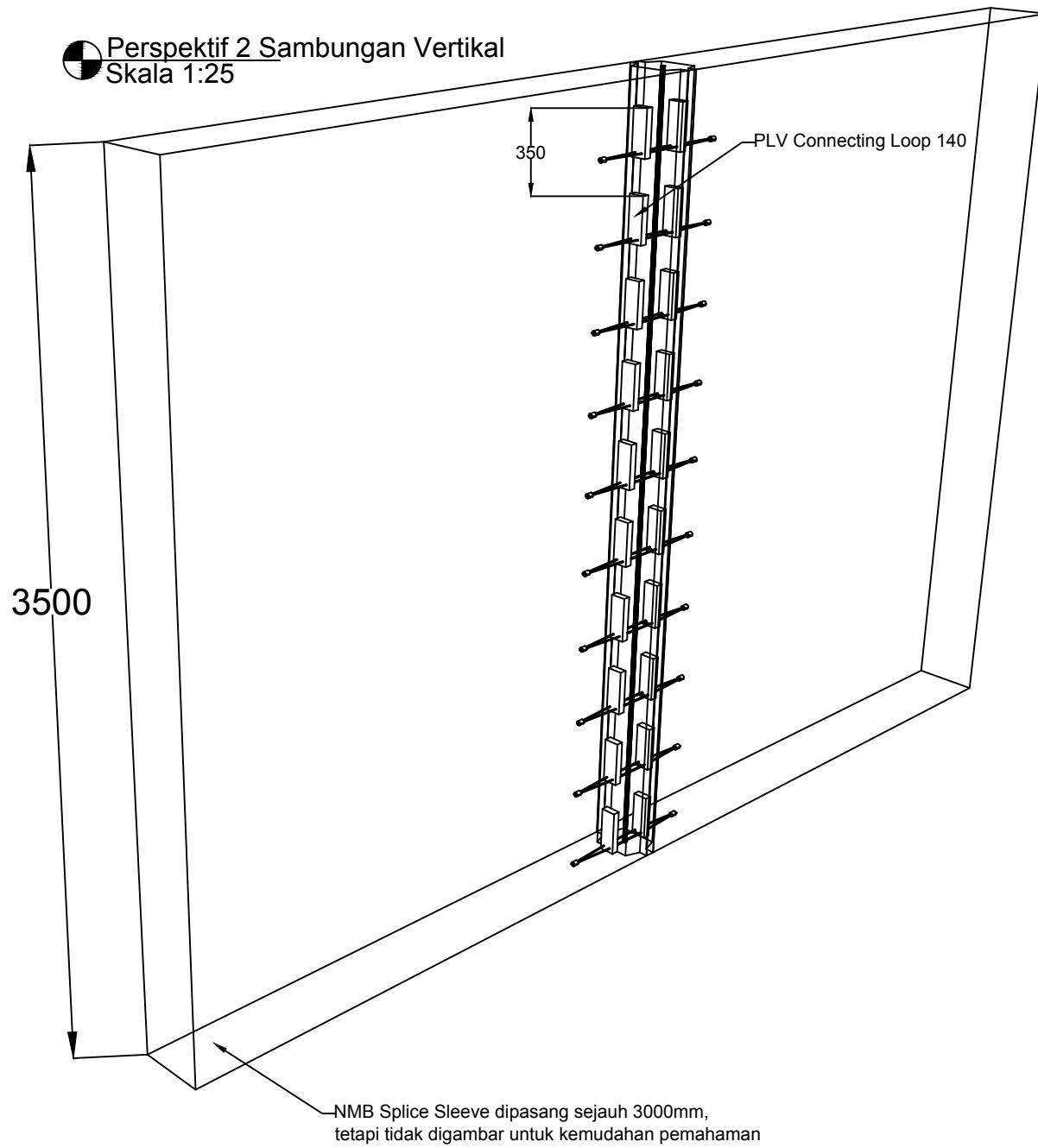
JUDUL GAMBAR

PERSEPEKTIF 1 SAMBUNGAN
VERTIKAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
29	1:25	STR



Perspektif 2 Sambungan Vertikal
Skala 1:25



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

PERSEPEKTIF 2 SAMBUNGAN
VERTIKAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
30	1:25	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL D

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
31	1:5	STR

Plastic Sheet 600mm

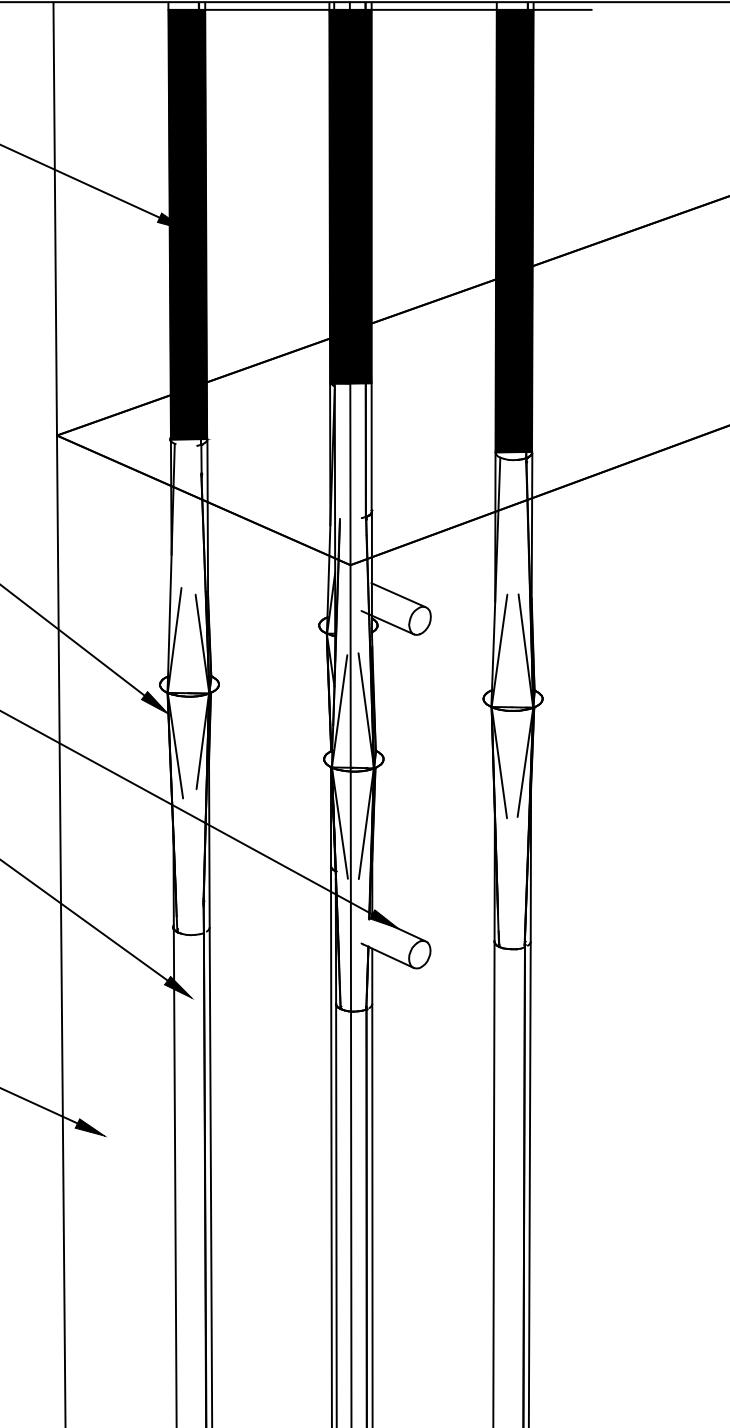
 DETAIL D
Skala 1:5

NMB Splice Sleeve

Lubang untuk Grouting

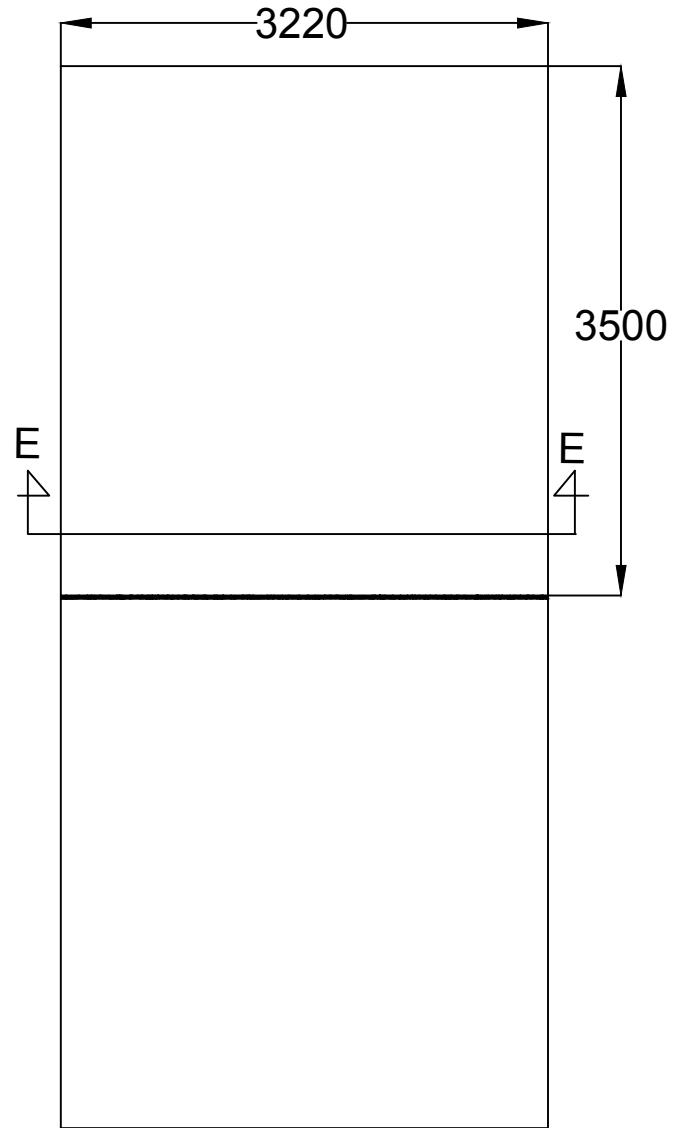
D25-125

Shearwall type 1





Tampak Depan Shearwall Tipe 1
Skala 1:50



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN SHEARWALL
TIPE 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
32	1:50	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

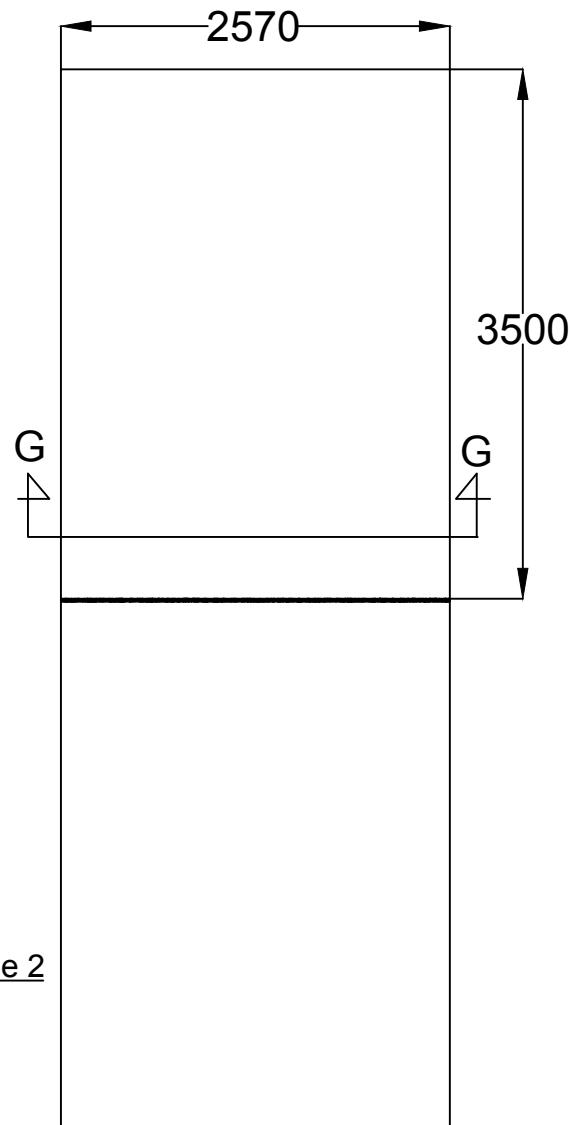
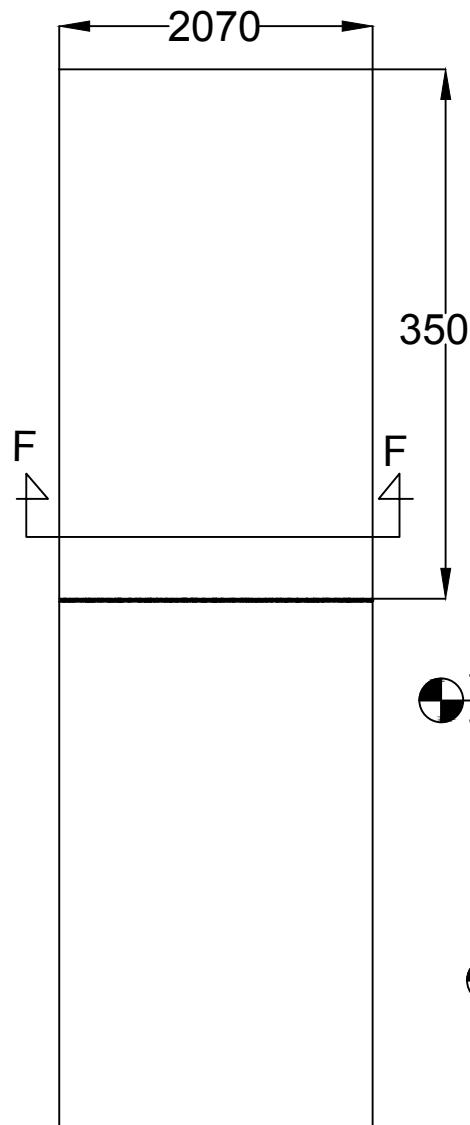
03111440000038

JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN SHEARWALL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

33	1:50	STR
----	------	-----





DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

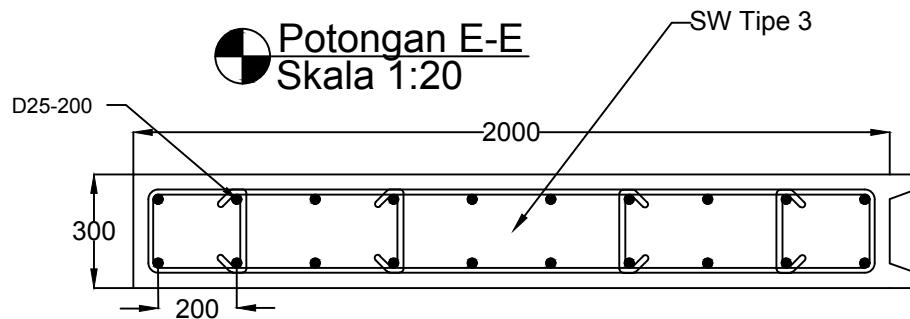
03111440000038

JUDUL GAMBAR

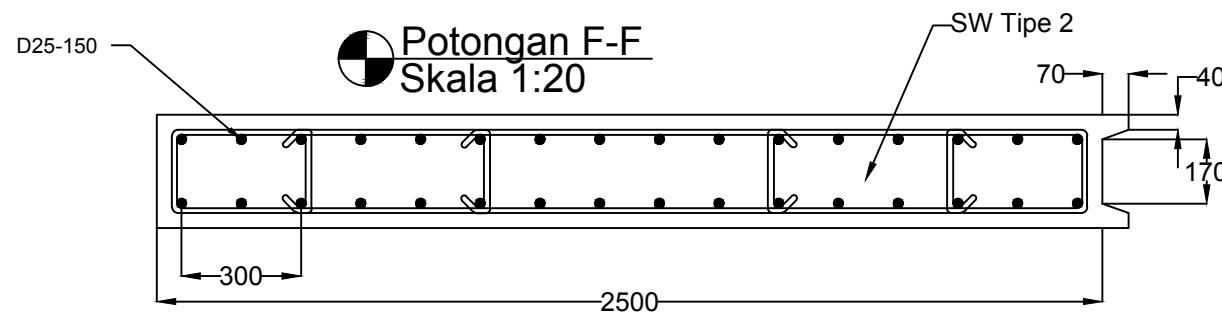
SEGMENT SHEARWALL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
34	1:20	STR

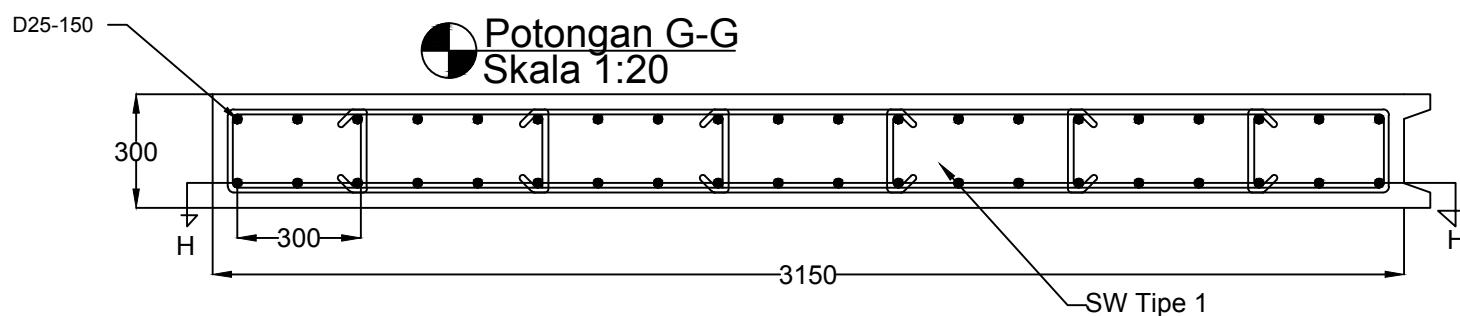
Potongan E-E
Skala 1:20



Potongan F-F
Skala 1:20

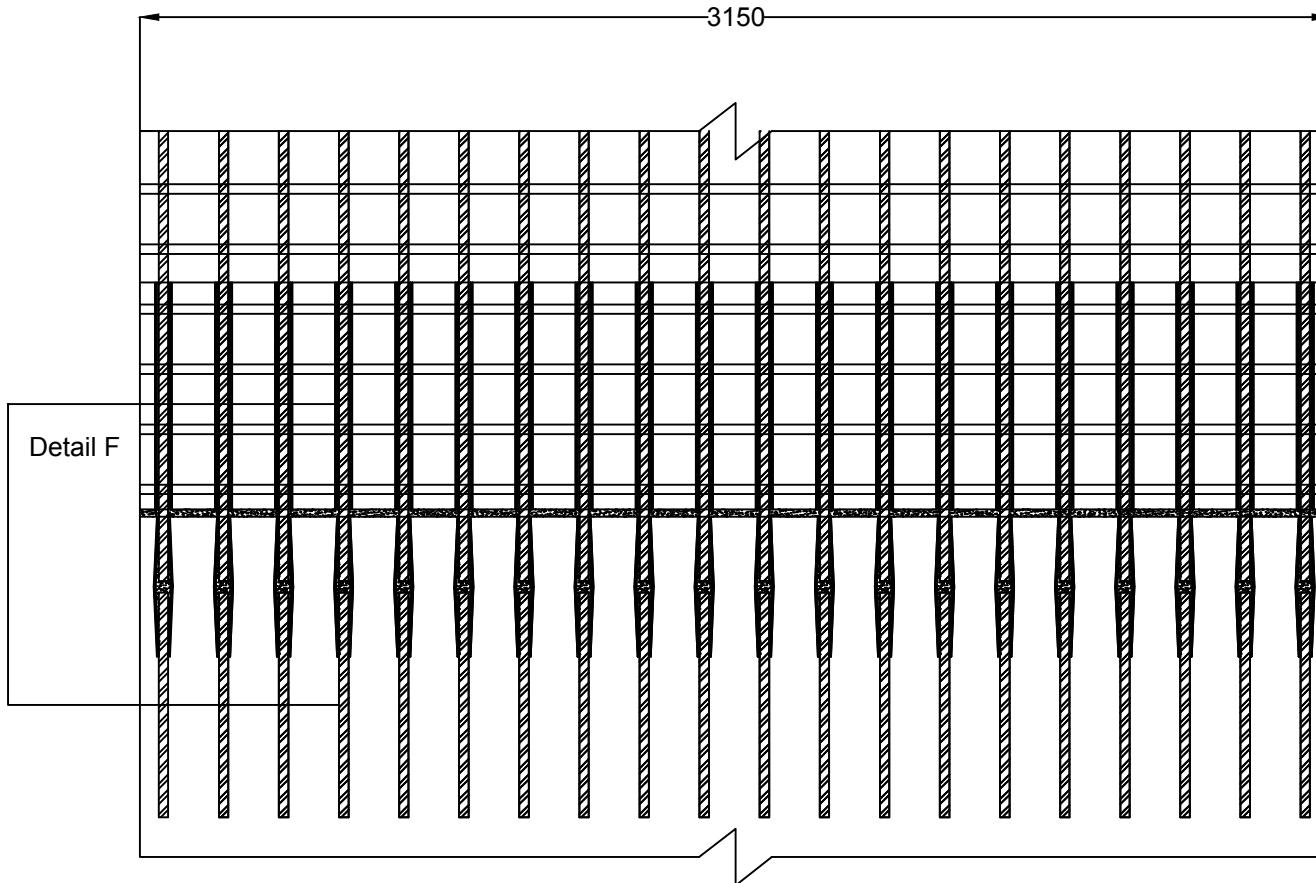


Potongan G-G
Skala 1:20





Potongan H-H
Skala 1:20



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN H-H

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
35	1:20	STR



Detail E
Skala 1:5

Plastic Sheath 600mm

Dry Pack

D25-150

Splice
Sleeve U8-X

124

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

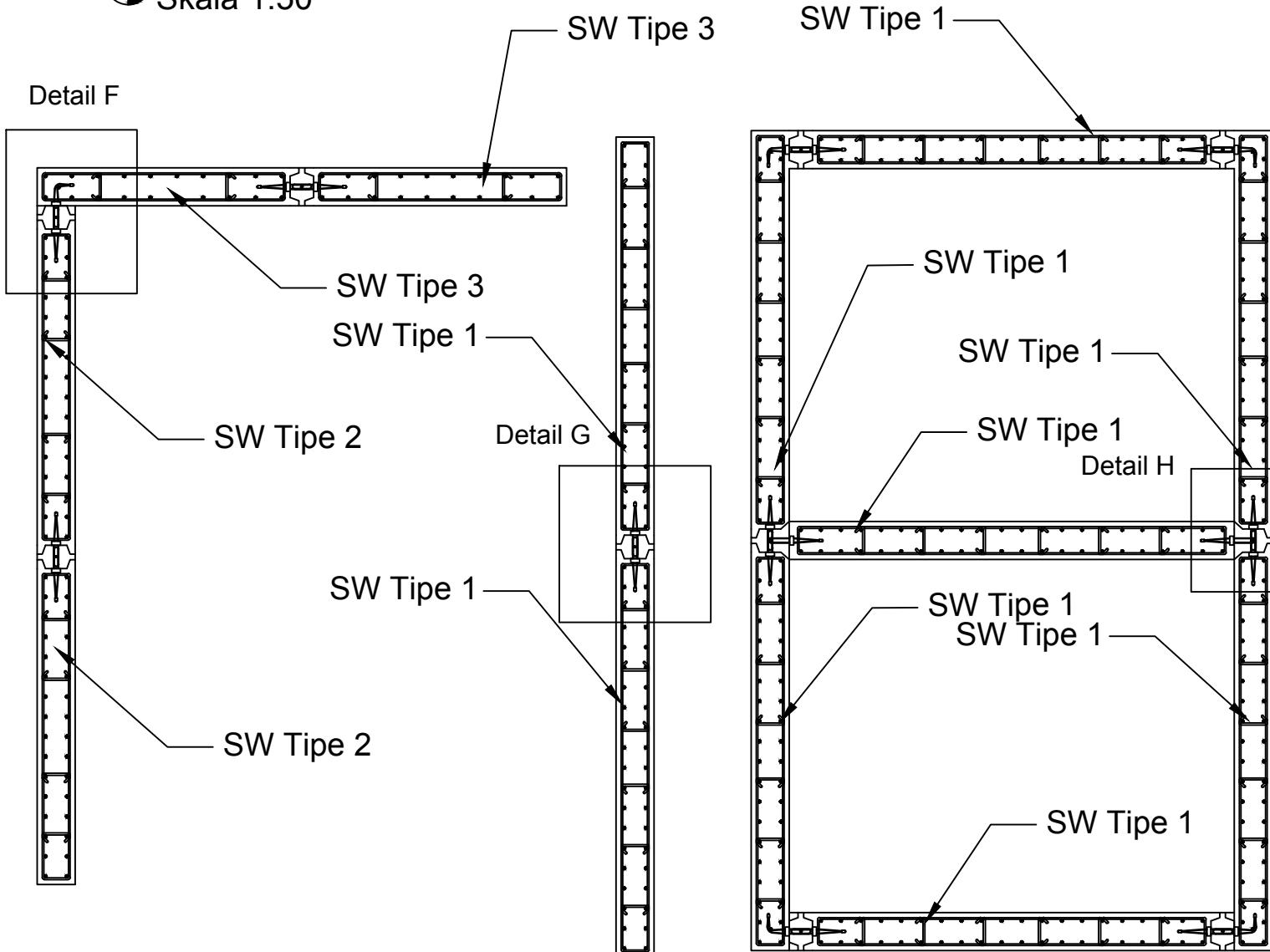
JUDUL GAMBAR

DETAIL F

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
36	1:5	STR



Tampak Atas Shearwall Setelah Digabung
Skala 1:50



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

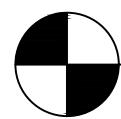
NRP

0311144000038

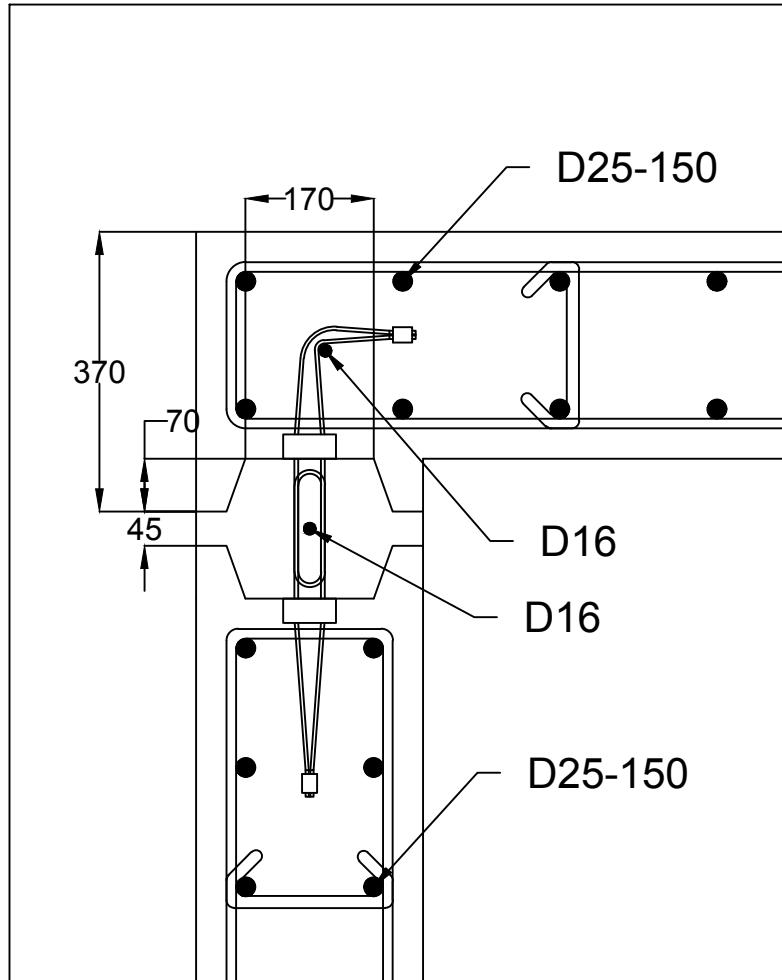
JUDUL GAMBAR

SHEARWALL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
37	1:50	STR



Detail F
Skala 1:10



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

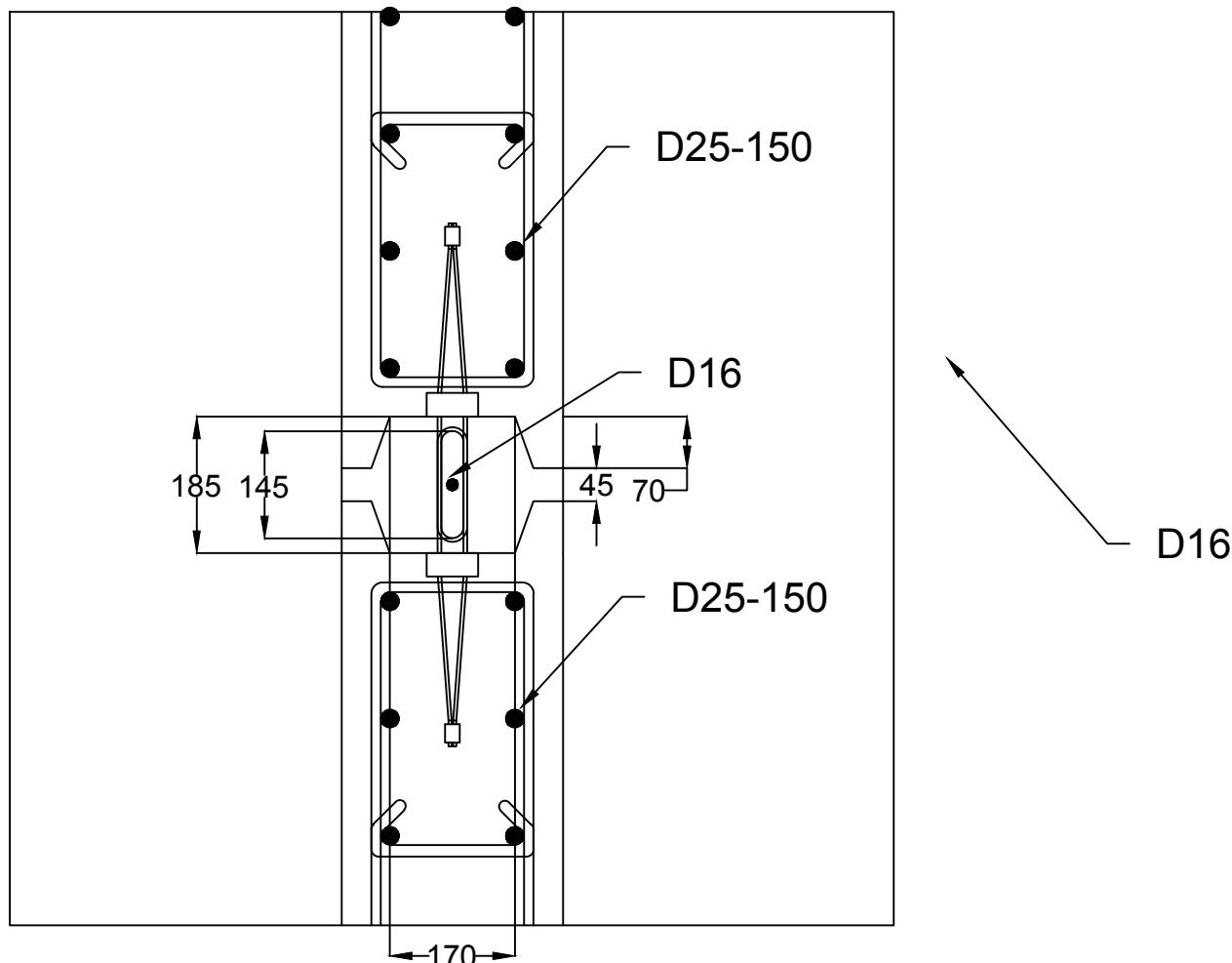
JUDUL GAMBAR

DETAIL F

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
38	1:10	STR



Detail G
Skala 1:10



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL G

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
39	1:10	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

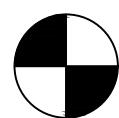
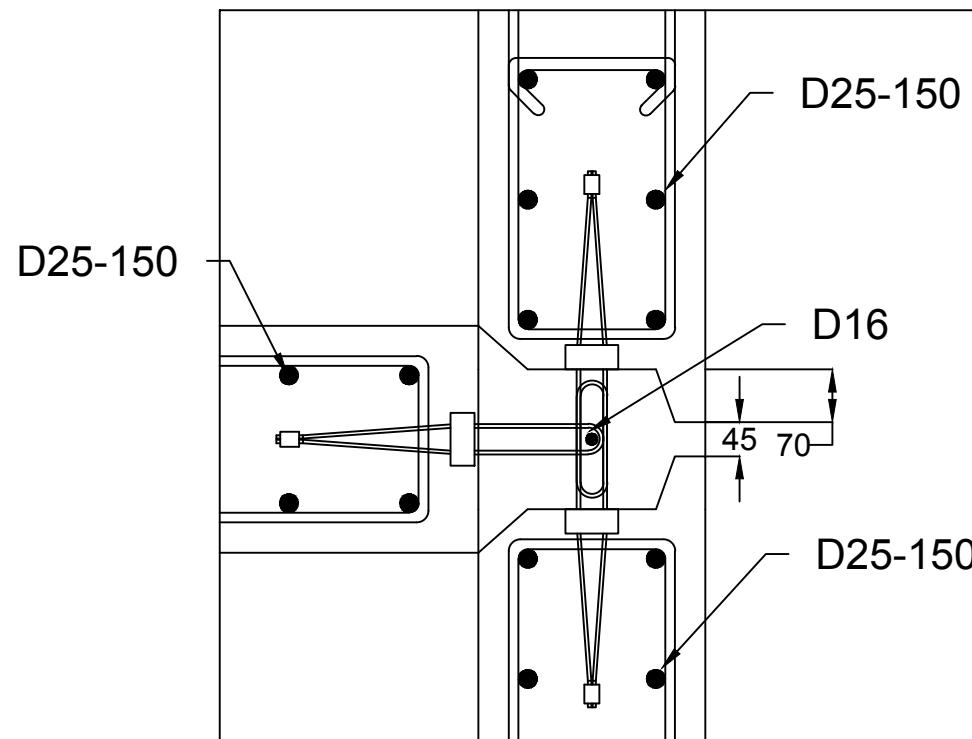
NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

DETAIL H

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
40	1:10	STR



Detail E
Skala 1:10



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

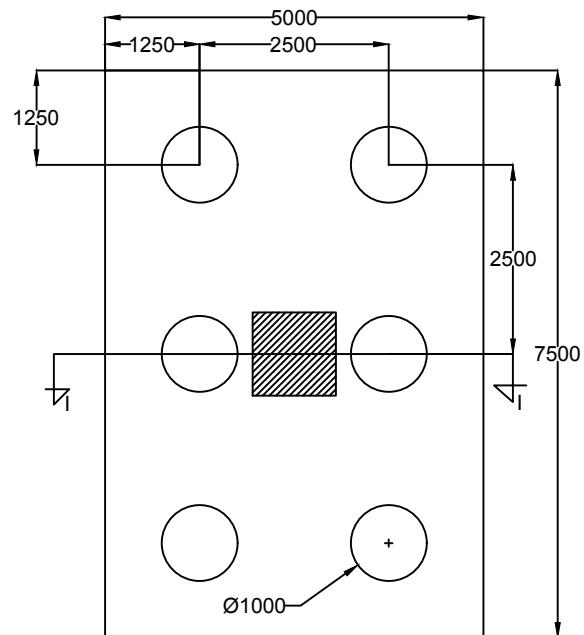
NRP

03111440000038

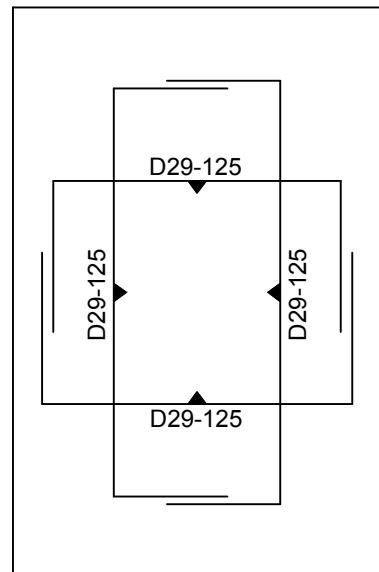
JUDUL GAMBAR

PILE CAP 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
41	1:100	STR



Dimensi Pile Cap 1
Skala 1 : 100



Penulangan Pile Cap 1
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

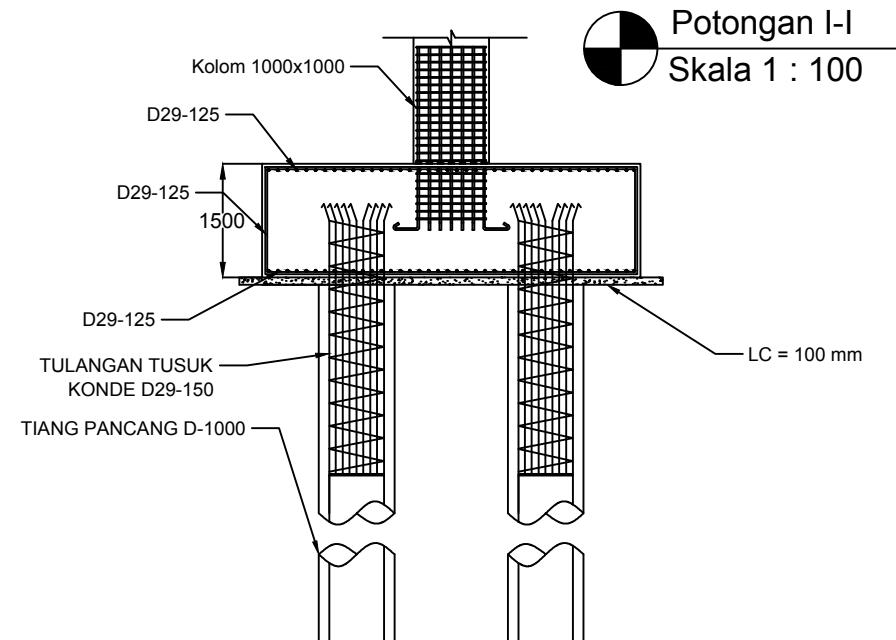
NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN I-I

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
42	1:100	STR





DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

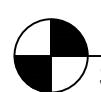
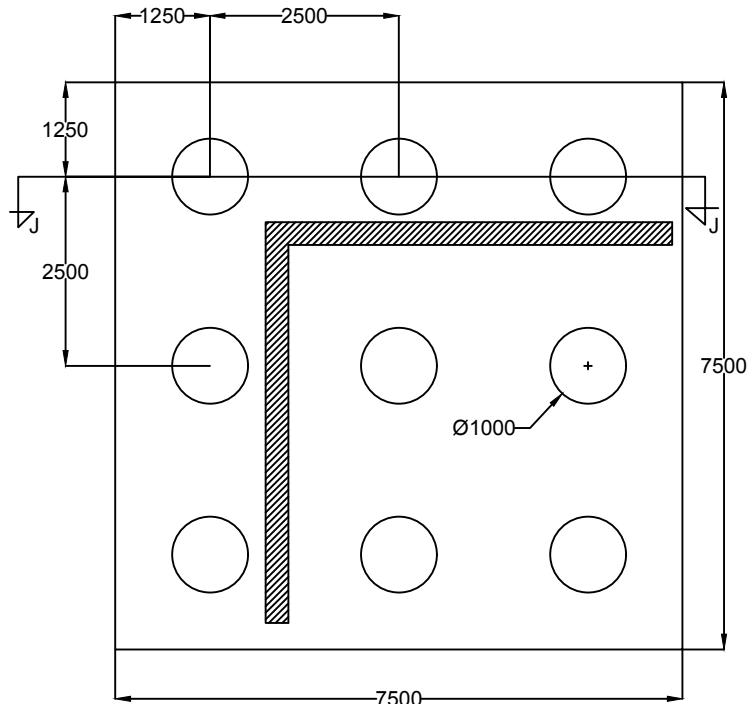
NRP

03111440000038

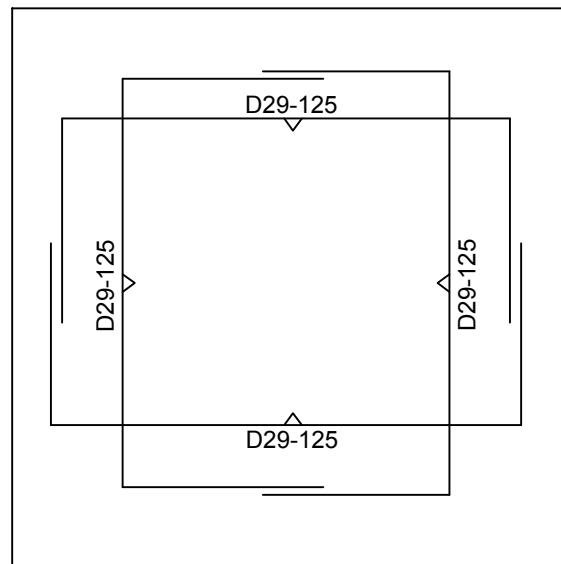
JUDUL GAMBAR

PILE CAP 2

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
43	1:100	STR



Dimensi Pile Cap Tipe 2
Skala 1 : 100



Penulangan Pile Cap Tipe 2
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

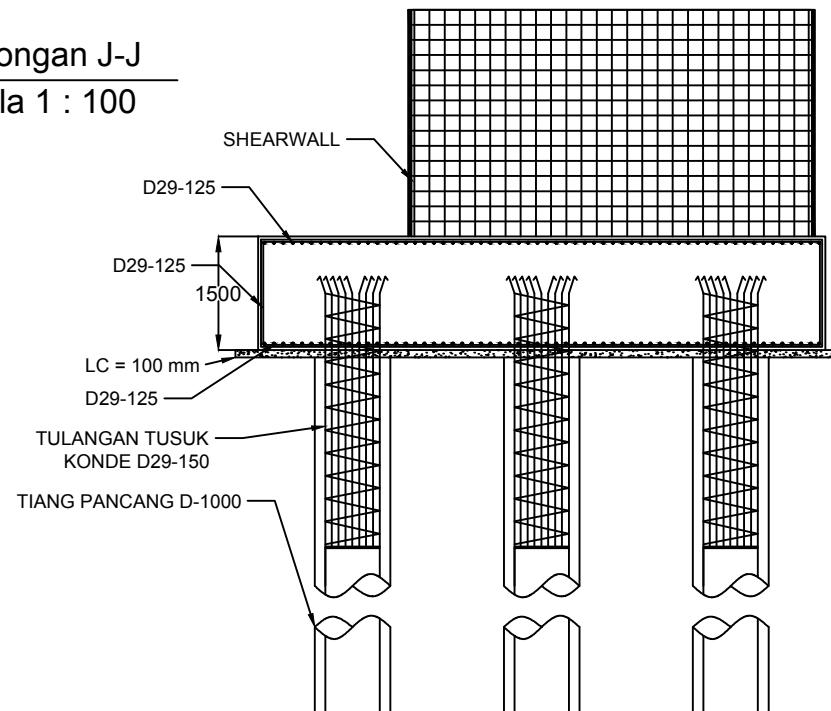
03111440000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN J-J

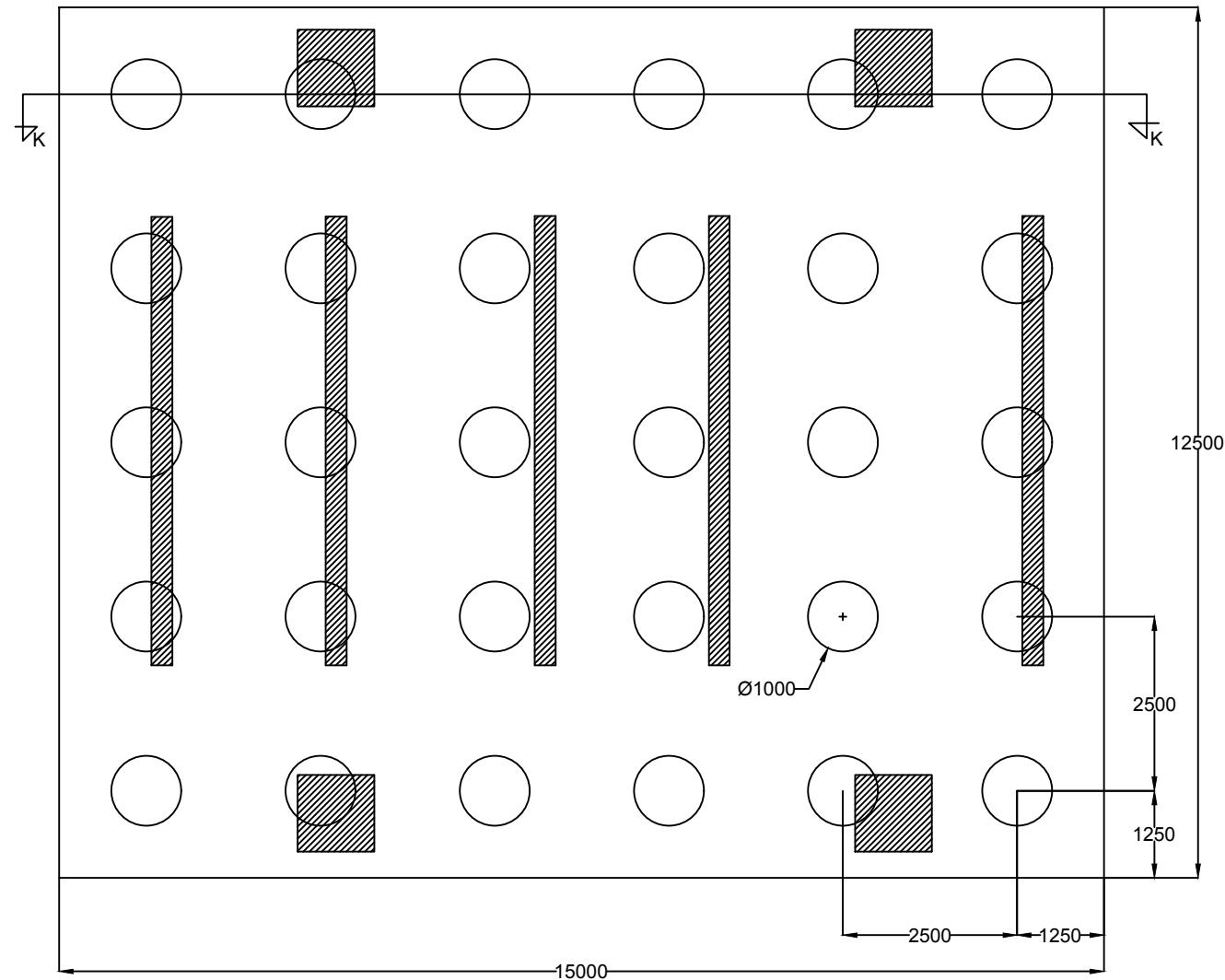
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
44	1:100	STR

 Potongan J-J
Skala 1 : 100





Dimensi Pile Cap Tipe 3
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

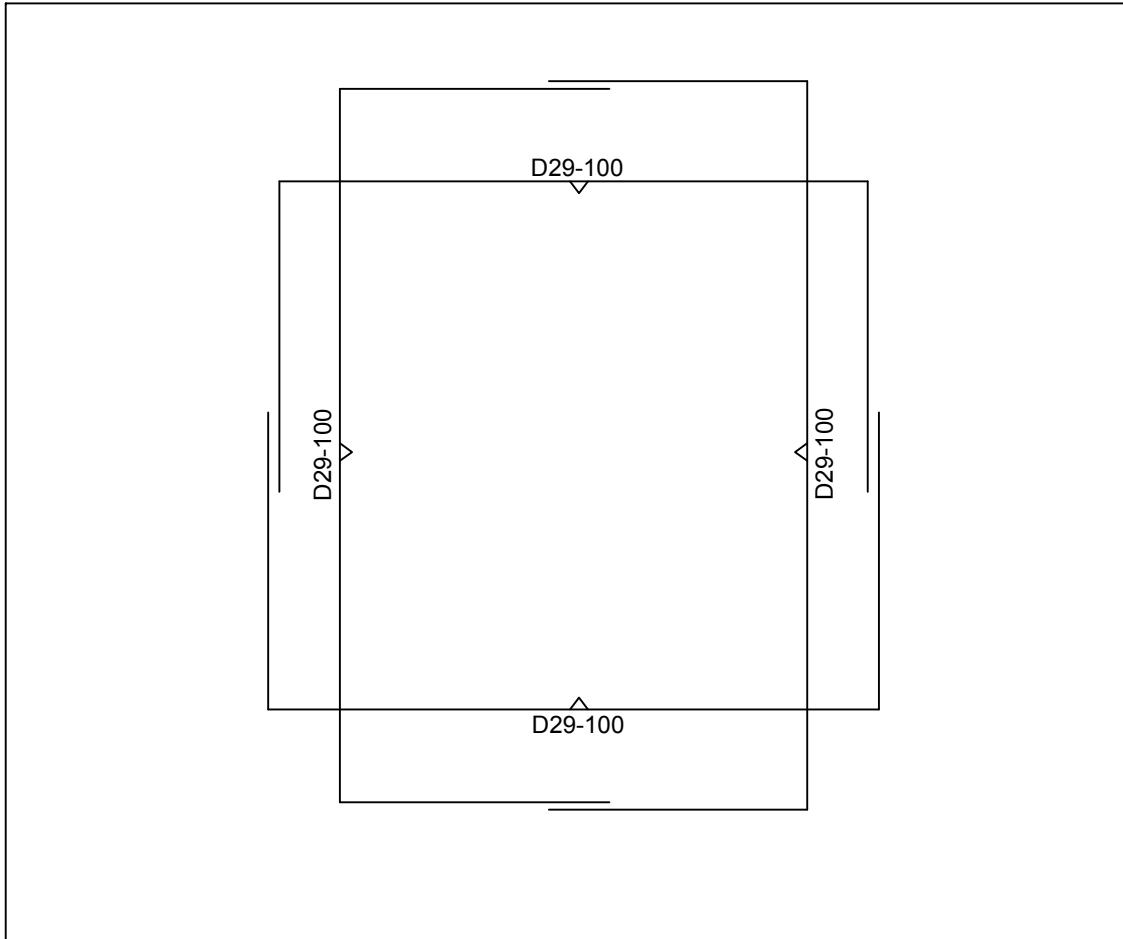
JUDUL GAMBAR

DIMENSI PILE CAP 3

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
45	1:100	STR



 Penulangan Pile Cap Tipe 3
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING		
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D. Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D		
JUDUL TUGAS AKHIR		
DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI DENGAN PERATURAN ACI 318M-14		
NAMA MAHASISWA		
Vincentius Felix Susanto		
NRP		
03111440000038		
JUDUL GAMBAR		
PENULANGAN PILE CAP 3		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
46	1:100	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

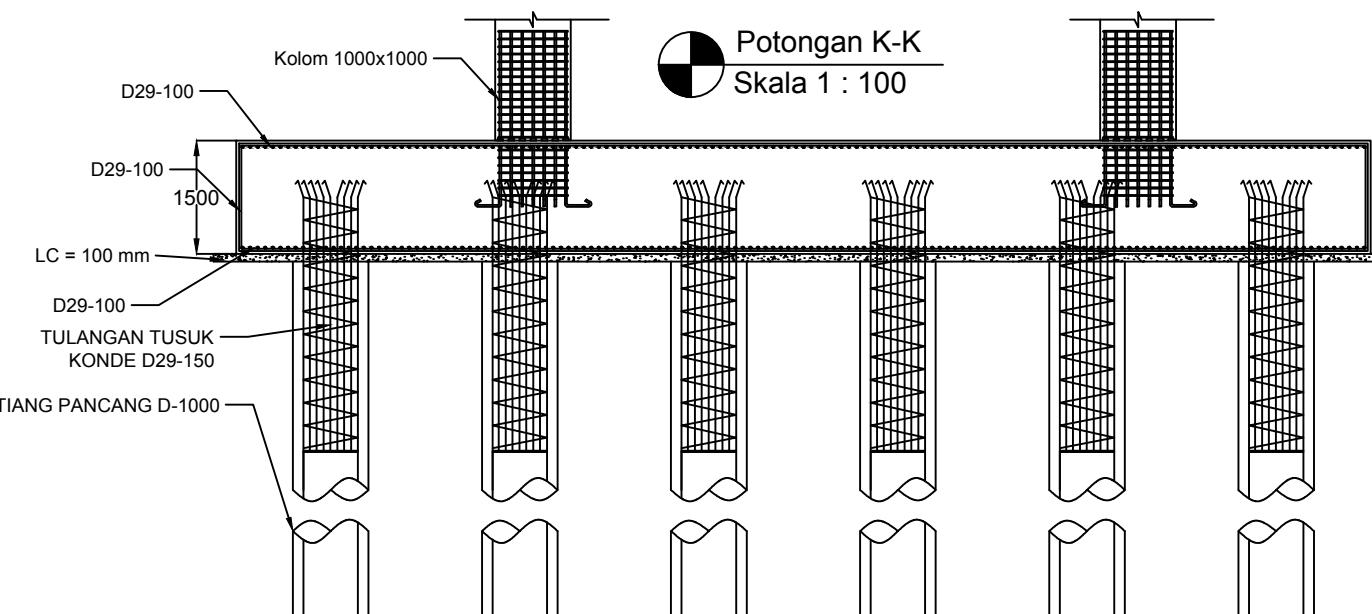
Vincentius Felix Susanto

NRP

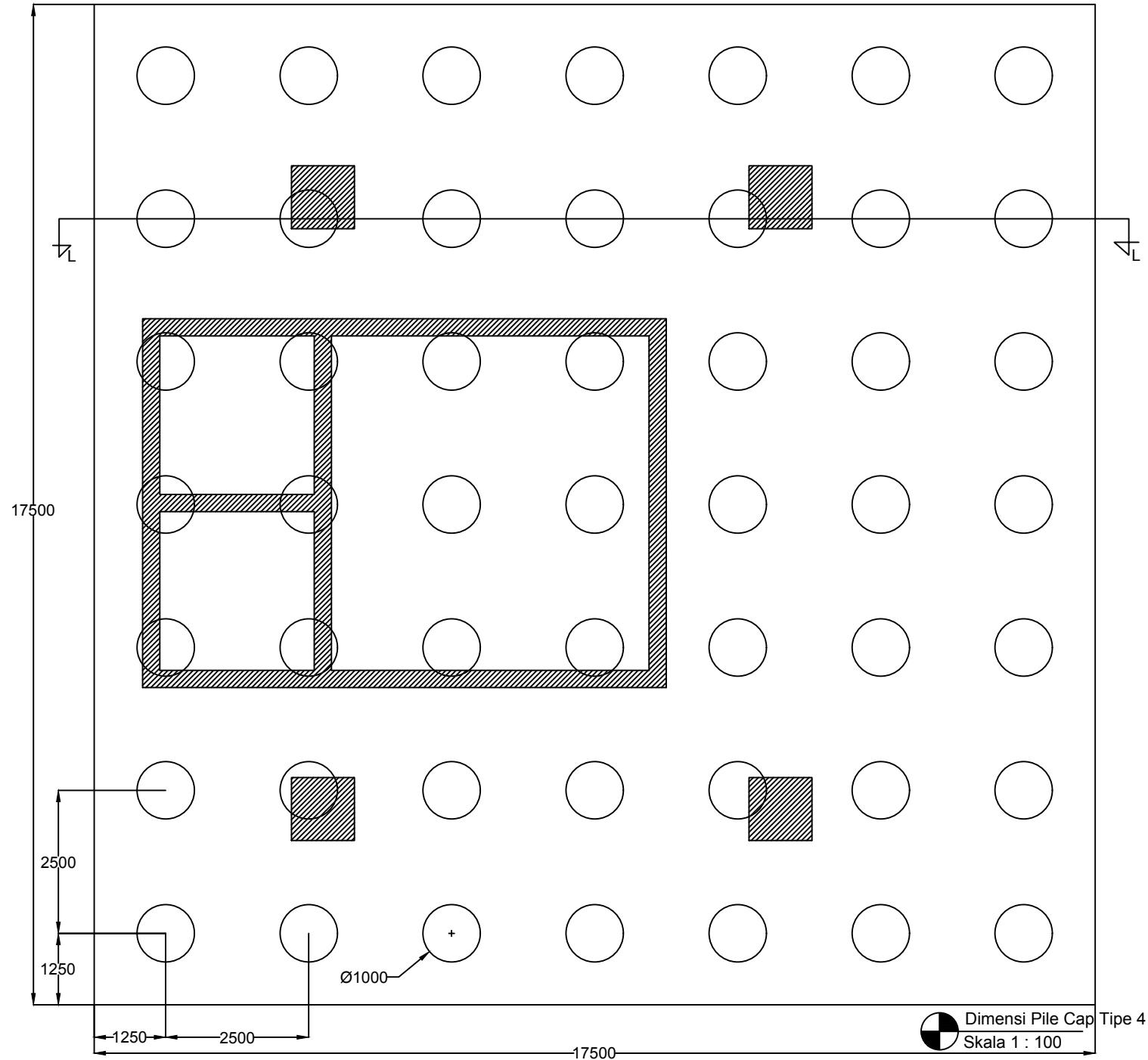
03111440000038

JUDUL GAMBAR

POTONGAN K-K



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
47	1:100	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

DIMENSI PILE CAP 4

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
48	1:100	STR



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

Vincentius Felix Susanto

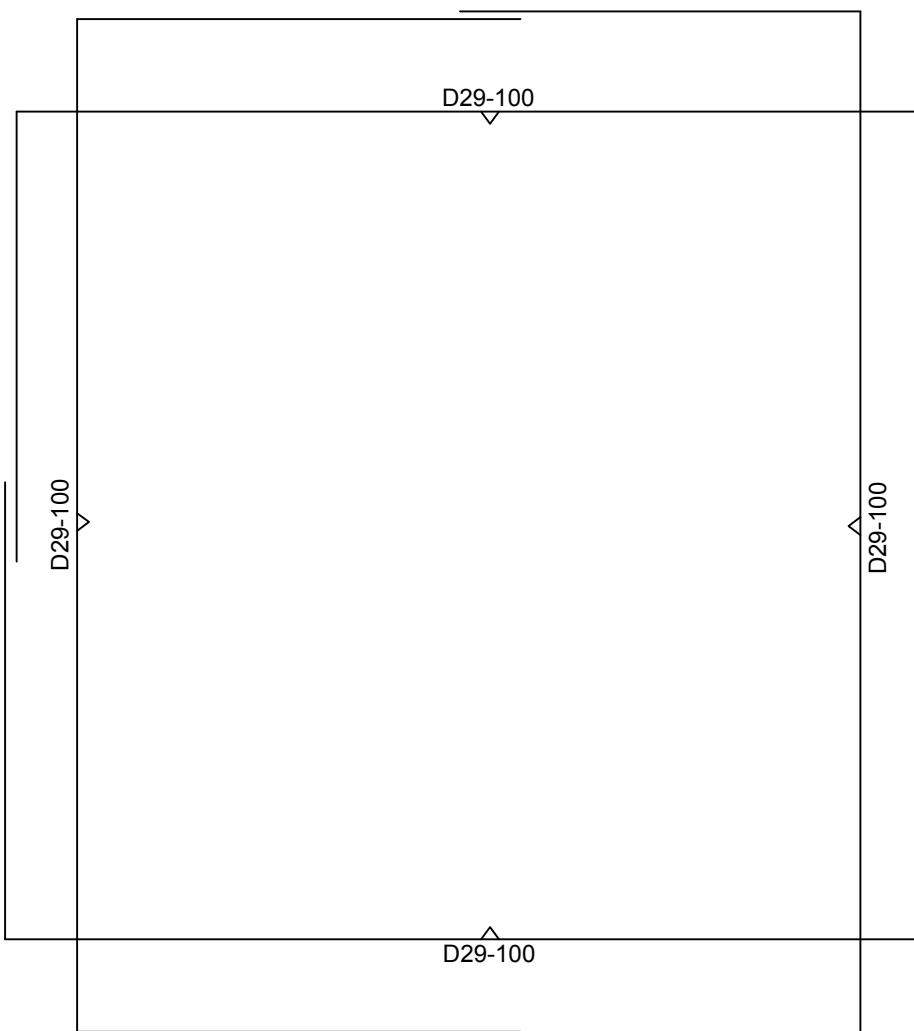
NRP

0311144000038

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP 4

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
49	1:100	STR



Penulangan Pile Cap Tipe 4
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI APARTEMEN
ONE EAST DENGAN MENGGUNAKAN
PRECAST DUAL SYSTEM SESUAI
DENGAN PERATURAN
ACI 318M-14

NAMA MAHASISWA

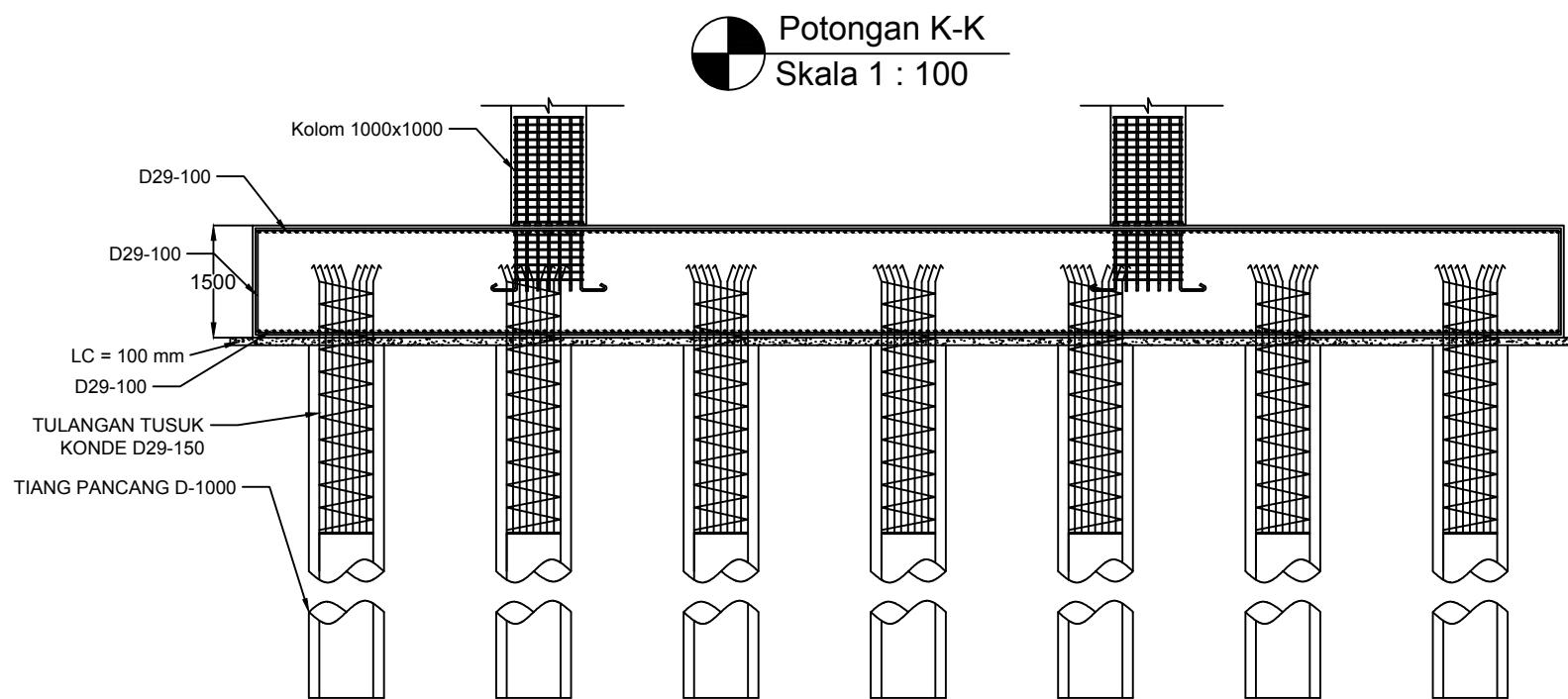
Vincentius Felix Susanto

NRP

03111440000038

JUDUL GAMBAR

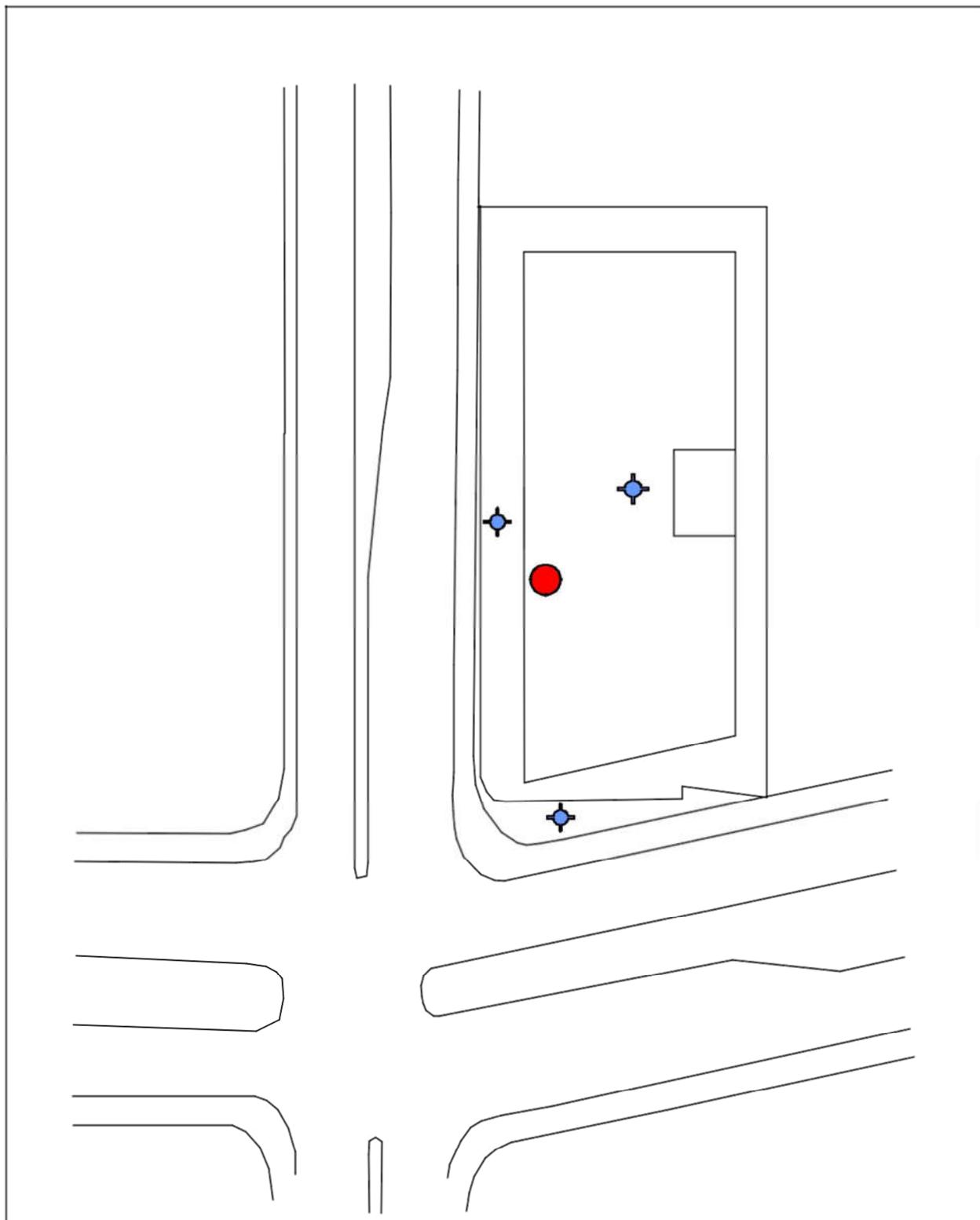
POTONGAN K-K



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
50	1:100	STR

Lampiran 1

Lokasi Titik Pengujian



TESTANA
INDOTEKNIKA

Soil Investigation and Foundation Engineering

Denah Penyelidikan Tanah
Apartemen Kertajaya
Kertajaya, Surabaya

APARTEMEN KERTAJAYA
KERTAJAYA, SURABAYA

Lampiran 2

Drilling Log

Lampiran

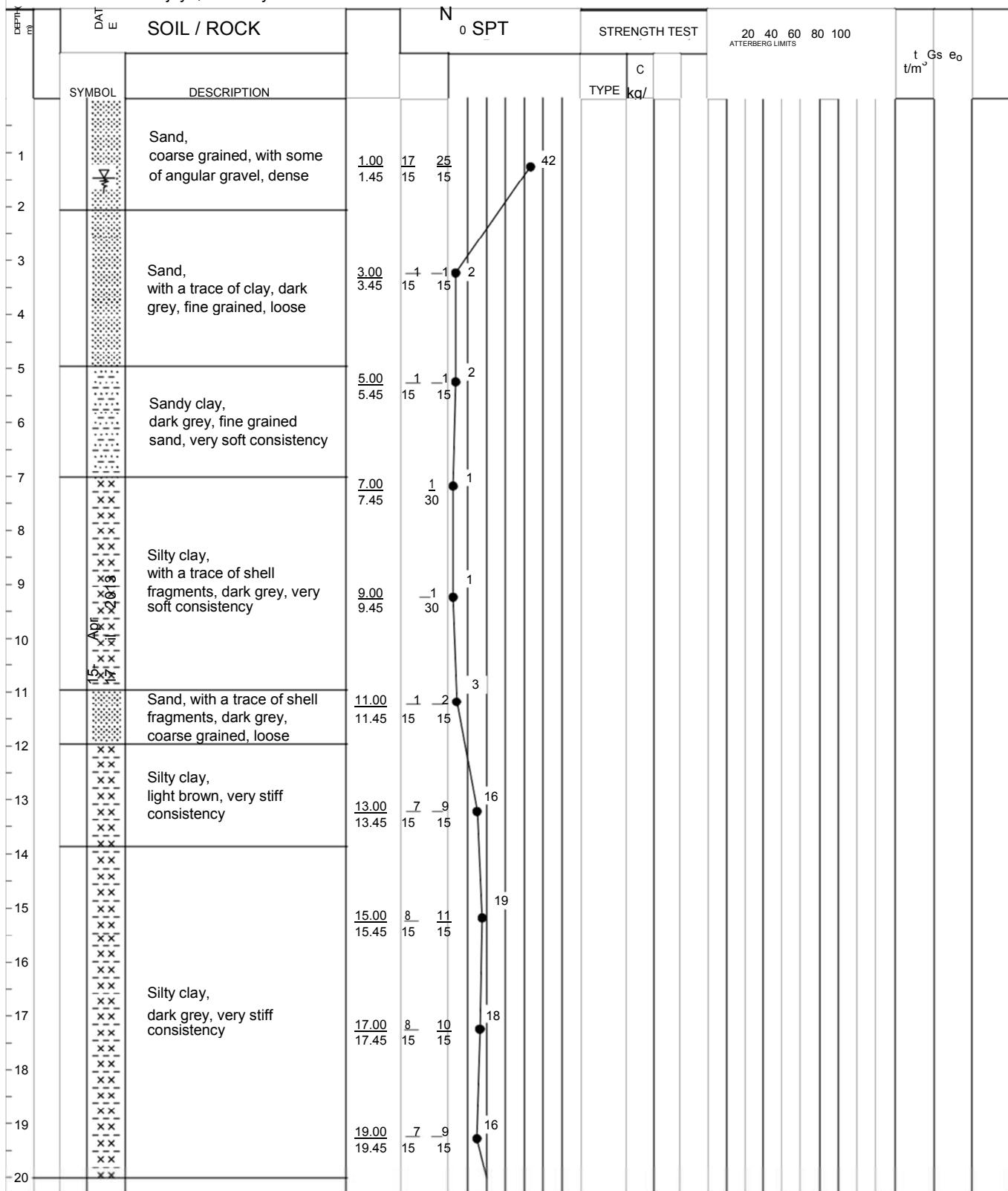
DRILLING LOG

HOLE NO : BH-2B.

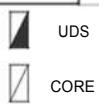
PROJECT : Apartemen.
LOCATION : Kertajaya, Surabaya.

DEPTH : 60.00 m.
COORDINATE :

GWL : - 1.50m.
Drill Master : Choirul.



REMARKS : 0 TO 10 % : TRACE
10 TO 20 % : LITTLE
20 TO 35 % : SOME
35 TO 50 % : AND



● WATER CONTENT, %
○ PLASTIC LIMIT, %
△ LIQUID LIMIT, %

TESTANA INDOTEKNIKA
Soil Investigation and Foundation Engineering

DRILLING LOG

HOLE NO : BH-2B.

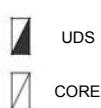
PROJECT : Apartemen.
LOCATION : Kertajaya, Surabaya.

DEPTH : 60.00 m.
COORDINATE :

GWL : - 1.50m.
Drill Master : Nono.

DEPTH m	IE	SOIL / ROCK		SPT 60	STRENGTH TEST		0 ATTERBERG LIMITS	t t/m³	Gs	e₀
		SYMBOL	DESCRIPTION		TYPE	C kg/				
21		xx		21.00 21.45	9 15	12 15				
22		xx	Silty clay, dark grey, very stiff consistency				21			
23		xx		23.00 23.45	8 15	10 15	18			
24		xx								
25		xxx		25.00 25.45	14 15	18 15				
26		xxx	Clayey silt, light brownish grey, hard consistency				32			
27		xxx		27.00 27.45	16 15	19 15	35			
28		xxx								
29		xxx		29.00 29.45	17 15	21 15	38			
30		xxx	Clayey silt, with a trace of fine grained sand, brown, hard consistency				36			
31		xxx		31.00 31.45	16 15	20 15	42			
32		xxx								
33		●	Sand, brown, fine to medium grained, dense	33.00 33.45	18 15	24 15	50 28	30 → 71	2.66	
34		xxx								
35		xxx		35.00 35.43	23 15	27 13	49	29 → 115	2.69	
36		xxx	Clayey silt, with a little to some of sand, light brownish grey, hard consistency				44	41 → 71	2.72	
37	CH	xxx		37.00 37.45	21 15	28 15				
MH		xxx	with a little of gravel at some depth							
38		xxx								
39		xxx		39.00 39.45	20 15	24 15				
40		xxx								

REMARKS : 0 TO 10 % : TRACE
10 TO 20 % : LITTLE
20 TO 35 % : SOME
35 TO 50 % : AND



● WATER CONTENT, %
○ PLASTIC LIMIT, %
△ LIQUID LIMIT, %

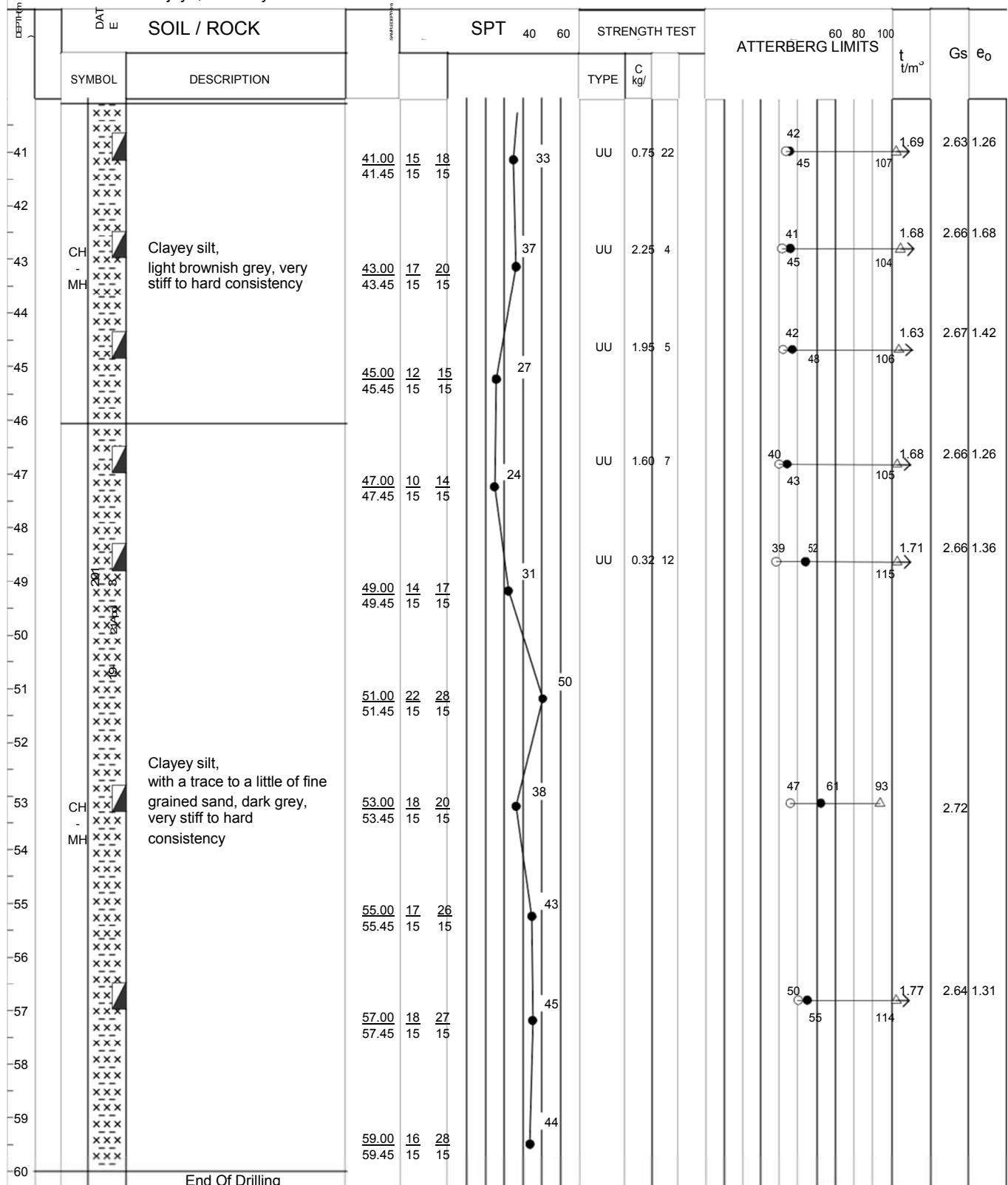
DRILLING LOG

HOLE NO : BH-2B.

PROJECT : Apartemen.
LOCATION : Kertajaya, Surabaya.

DEPTH : 60.00 m.
COORDINATE :

GWL : - 1.50m.
Drill Master : Nono.



REMARK : 0 TO 10 % : TRACE
 10 TO 20 % : LITTLE
 20 TO 35 % : SOME
 35 TO 50 % : AND



UDS



CORE

- WATER CONTENT, %
- PLASTIC LIMIT, %
- △ LIQUID LIMIT, %



BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Vincentius Felix Susanto dilahirkan di Lumajang pada tanggal 28 April 1996. Penulis telah menempung pendidikan formal di SDK Santo Yoseph Lumajang, SMPN 1 Lumajang, SMA St. Louis 1 Surabaya kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2014 melalui Program Seleksi Nasional

Masuk Perguruan Tinggi Negeri dan terdaftar dengan NRP 3114100038. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir. *“Desain Modifikasi Apartemen One East Dengan Menggunakan Precast Dual System Sesuai Dengan Peraturan ACI 318M-14”*.

Email : vincentiusfelix2804@gmail.com