



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER, CAWANG, JAKARTA TIMUR

DIMAS YUDHISTIRA GARDIARSYAH
NRP 10 11 15 1 0000 031

Dosen Pembimbing I :
Ir. Srie Subekti, M.T.
NIP 19560520 198903 2 001

Dosen Pembimbing II :
Afif Navir Refani, S.T., M.T.
NIP 19840919 201504 1 001

**PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2020**



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181819

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER, CAWANG, JAKARTA TIMUR

**DIMAS YUDHISTIRA GARDIARSYAH
NRP 10 11 15 1 0000 031**

**Dosen Pembimbing I :
Ir. Srie Subekti, M.T.
NIP 19560520 198903 2 001**

**Dosen Pembimbing II :
Afif Navir Refani, S.T., M.T.
NIP 19840919 201504 1 001**

**PROGRAM SARJANA TERAPAN
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2020**



FINAL APPLIED PROJECT - VC 181819

**EVALUATION AND STRUCTURAL
STRENGTHENING DESIGN DUE TO
ADDITION OF CONCRETE WATER TANK
PLAN ON THE ROOFTOP AT WASKITA
RAJAWALI TOWER BUILDING, CAWANG,
EAST JAKARTA**

**DIMAS YUDHISTIRA GARDIARSYAH
NRP 10 11 15 1 0000 031**

**Supervisor I :
Ir. Srie Subekti, M.T.
NIP 19560520 198903 2 001**

**Supervisor II :
Afif Navir Refani, S.T., M.T.
NIP 19840919 201504 1 001**

**BACHELOR OF APPLIED SCIENCE PROGRAM
DEPARTMENT OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
FACULTY OF VOCATION
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2020**

LEMBAR PENGESAHAN

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR
AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR
BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER, CAWANG, JAKARTA TIMUR

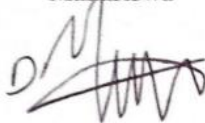
PROPOSAL TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Sarjana Terapan Teknik

Pada

Program Sarjana Terapan
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya,

Disusun oleh :
Mahasiswa



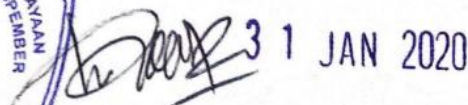
Dimas Yudhistira Gardiarsyah
NRP 1011151000031

Disetujui oleh :
Dosen Pembimbing 1



Ir. Srie Subekti, MT
IP 19560520 198903 2 001

Disetujui oleh :
Dosen Pembimbing 2



31 JAN 2020

Afif Navir Refani ST., MT
NIP 19840919 201504 1 001



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER, CAWANG, JAKARTA TIMUR

Nama Mahasiswa : Dimas Yudhistira G.
NRP : 1011151000031
Departemen : Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS
**Dosen Pembimbing: Ir. Srie Subekti, MT &
Afif Navir Refani ST., MT.**
**NIP : 19560520 198903 2 001 &
19840919 201504 1 001**

Abstrak

Roof Tank atau Tangki Air yang diletakkan di bagian atap bangunan berfungsi sebagai penyuplai air yang didistribusikan secara gravitasi, tangki air rencana ini mempunyai volume kapasitas sebesar 896 m^3 , karena posisinya berada di permukaan tertinggi dari sebuah struktur bangunan tentunya akan menimbulkan beban tambahan dari struktur eksisting tersebut, dengan berat jenis air yang mencapai 1.000 kg/m^3 dan tekanan kritis sebesar 217 atm, tentunya perlu diperhatikan kembali bagaimana kekuatan struktur bangunan eksisting sebelum dilakukan rencana penambahan tangki air tersebut agar tidak terjadi kegagalan struktur. Untuk itu pada proposal tugas akhir ini penulis mensimulasikan bagaimana analisa struktur eksisting ketika ditambah beban tambahan berupa air sesuai dengan desain tangki air yang direncanakan, kemudian direncanakan perkuatan yang mendukung akibat adanya pertambahan beban tersebut.

Pada proses evaluasi struktur atas dan pondasi akan dilakukan permodelan awal gedung perkantoran (kondisi eksisting) dengan tambahan rencana tangki air beton yang kemudian akan dievaluasi menggunakan program bantu ETABS dan SAP2000, lalu akan dievaluasi menggunakan perhitungan manual dengan menggunakan standarisasi SNI 2847-2013 tentang standarisasi beton bertulang untuk bangunan gedung, untuk beban

rencana yang digunakan pada tugas akhir ini akan mengacu pada standarisasi SNI 1727-2013 tentang Standard Pembebanan untuk Bangunan Gedung dan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan peta gempa terbaru tahun 2017. Untuk desain perkuatan yang direncanakan penulis akan digunakan perkuatan metode *Concrete Jacketing* sesuai dengan standarisasi IS 151988:2013 dan standard jurnal yang menjelaskan tentang *Concrete Jacketing* tentang evaluasi dan perkuatan akibat gempa dan perkuatan menggunakan CRFP sesuai dengan standarisasi ACI 440-2R:17 tentang standard perencanaan menggunakan CRFP untuk beton bertulang. Setelah perhitungan selesai juga akan dibuat gambar kerja beserta Rencana Anggaran Biaya (RAB) dan metode pelaksanaannya.

Setelah dilakukan perencanaan dengan analisa dan perhitungan, akibat penambahan rencana penambahan tangki air beton di lantai atap, terdapat perkuatan balok menggunakan CFRP pada lantai Ground Floor dan lantai 2 – lantai 16, terdapat juga perkuatan *Concrete Jacketing* pada pelat S4 pada area tangki. Total anggaran biaya sebesar Rp. Rp6.280.360.980,- dengan durasi pelaksanaan selama 30 hari kerja.

Kata kunci : CFRP, Evaluasi, *Jacketing*, Tangki

**EVALUATION AND DESIGN OF STRENGTHENING
STRUCTURE DUE TO THE ADDITION OF CONCRETE
WATER TANKS ON THE ROOF FLOOR ON THE
WASKITA RAJAWALI TOWER BUILDING, CAWANG,
EAST JAKARTA**

Student Name : Dimas Yudhistira G.
NRP : 10111510000031
Department : Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS
Supervisor : Ir. Srie Subekti, MT &
Afif Navir Refani ST., MT.
NIP : 19560520 198903 2 001 &
19840919 201504 1 001

Abstract

Roof Tank or Water Tank placed in rooftop floor for supplying water that vertically distributed, the water tank plan's capacity was 896 m³, because of the position on the top surface of the building's structure of course causing additional loads for the existing structure. With the specific gravity of the water itself is 1.000 kg/m³ with the critical pressure is 217 atm, of course the capacity of the existing structure strength need to be considered again before the additional concrete tank's plan done so that there won't be any structural failure. For those reason, in this thesis the simulates how the analysis of the existing structure when added with additional load in the form of water in accordance with the planned water tank design, then planned reinforcement that supports due to the added load.

In the process of evaluating of the top structure and foundation will be carried out existing modeling of office buildings (existing conditions) with the additional concrete water tank model using the ETABS and SAP2000 program, and then the result will be re-evaluated with the manual calculation referring to SNI 2847-

2013 “Standardization of Reinforced Concrete for Buildings”, the load used in this thesis will refer to the SNI 1727-2013 : “Standardization of the Loading Standards for Buildings” and SNI 1726-2012 : “Concerning Earthquake Resilience Planning Procedures for Building and Non-Building Structures” with the latest 2017 earthquake map. And for the retrofiting (structure strengthening) of the existing structure, the author will use the reinforced Concrete Jacketing method in accordance with IS 151988: 2013 “Standardization Regarding Earthquake Evaluation and Retrofitting” and applicable journal on concrete jacketing, for the CRFP retrofiting calculation refering to ACI 440-2R:17: “Standardization About Retrofitting Standards Using CRFP for Reinforced Concrete”. After the calculation is complete, a working drawing and a budget cost plan (RAB) and the method of work will be made.

After planning with analysis and calculation process done, due to the addition of plans to add a concrete water tank on the rooftop floor, there is some beam reinforcement using CFRP on the Ground Floor and Floor 2 - 16th floor, there is also a reinforced Concrete Jacketing on the S4 plate in the tank area . The total budget is Rp. 14,844,863,901.36 with duration of implementation for 30 working days.

Kata kunci : CFRP, Evaluation, Jacketing, Tank

KATA PENGANTAR

Puji Syukur kami panjatkan kepada Allah SWT atas rahmat, dan karunia-Nya sehingga tugas akhir yang berjudul **Metode Perkuatan Struktur Akibat Rencana Penambahan Tangki Air Beton di Lantai Atap Pada Gedung Waskita Rajawali Tower, Cawang, Jakarta Timur**. Pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada :

1. Kepada Sri Rahmawati, ST. selaku ibu penulis dan Budi Kurniawan ST. selaku bapak penulis serta saudara tercinta, sebagai penyemangat dan telah memberikan banyak dukungan moril maupun materiil, serta doa.
2. Ir. Ibu Srie Subhekti, MT. dan Bapak Afif Navir Refani, S.T., MT. selaku Dosen Pembimbing Penulis.
3. Bapak Annas dan Bapak Mulyadi proyek Waskita Rajawali Tower yang telah membimbing dan memberikan rekomendasi judul tugas akhir untuk penulis
4. Bapak dan Ibu dosen Teknik Infrastruktur Sipil yang selama ini membimbing dan membantu dalam proses perkuliahan.
5. Teman-temanku DS36 Khususnya kepada teman-teman CT-Bimakarya yang tak henti-hentinya memberikan semangat dan motivasi.
6. Kepada Virna Safira Puspaningtyas sebagai penyemangat dan telah memberikan banyak dukungan moril maupun materiil, serta doa.
7. Kepada Agus Jidni, Calvin dan Wildan Azis yang senantiasa membantu penulis saat menemui kesulitan meskipun di tengah aktivitas pekerjaan proyek sehari – hari.

8. Seluruh keluarga mahasiswa ITS pada umumnya dan mahasiswa kampus ITS Manyar yang selama ini telah mendukung dan berpartisipasi dalam membantu terlaksananya penyusunan proposal tugas akhir ini.

Penulis menyadari pada penulisan Proposal Tugas Akhir ini terdapat banyak kekurangan. Untuk itu penulis mengharapkan kritik serta saran demi penyempurnaan Proposal Tugas Akhir kedepannya supaya bisa lebih baik lagi.

Surabaya, Januari 2020

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
Abstrak	i
<i>Abstract</i>	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR TABEL.....	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah.....	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan.....	3
1.5. Manfaat.....	3
1.6. Lokasi Bangunan	4
BAB II TINJAUAN TEORI	5
2.1 Struktur Beton Bertulang.....	5
2.2 Perencanaan Tangki Air	6
2.2.1 Beban Hidrostatik.....	6
2.2.2 Beban Hidrodinamik	8
2.2.3 Kontrol Retak	10

2.3	Evaluasi Kekuatan Struktur Beton Bertulang	12
2.3.1	Elemen Struktur Balok.....	13
2.3.2	Elemen Pelat (Two Way-Slabs).....	17
2.3.3	Elemen Kolom	20
2.3.3	Elemen Dinding	26
2.3.4	Evaluasi Kondisi SRPM-K	30
2.3.5	Elemen Pondasi.....	33
2.4	Peraturan Pembebanan	36
2.4.1	Beban Angin	37
2.4.2	Beban Gempa.....	38
2.4.3	Kombinasi Pembebanan.....	45
2.5	Perkuatan Struktur dengan CFRP.....	46
2.5.1	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i> (CFRP).....	47
2.5.2	Perkuatan Lentur CFRP	55
2.5.3	Perkuatan Geser CFRP.....	56
2.6	Perkuatan Struktur dengan <i>Concrete Jacketing</i> ...	60
2.6.1	Desain <i>Concrete Jacketing</i>	61
2.6.2	Transfer Geser.....	62
BAB III METODOLOGI.....		65
3.1	Diagram Alur Metodologi.....	65
3.2	Pengumpulan Data	67
3.3	Perencanaan Tangki Air	67

3.4	Control Kekuatan Tangki Air	70
3.6	Analisis Struktur	73
3.7	Perhitungan Kapasitas Penampang.....	74
3.8	Evaluasi Struktur	74
3.6.1	Evaluasi Kekuatan Nominal Struktur.....	74
3.6.2	Evaluasi Syarat SRPM-K.....	74
3.9	Perkuatan Struktur	75
3.10	Gambar Teknik	75
3.11	Rencana Anggaran Biaya.....	75
3.12	Metode Pelaksanaan.....	76
BAB IV IDENTIFIKASI BEBAN DAN PERMODELAN 77		
1.1	Identifikasi Beban Mati dan Beban Hidup	77
4.1.1	Beban Mati	77
4.1.2	Beban Hidup.....	77
1.2	Kontrol Model pada ETABS	78
1.3	Perhitungan Gaya Gempa.....	80
1.4	Kontrol Gaya Gaya Gempa	85
4.4.1	Kontrol Gaya Geser Dasar	85
4.4.2	Kontrol Periode Struktur	88
4.4.3	Kontrol Rasio Partisipasi Massa	89
4.4.4	Kontrol Simpangan Antar Lantai	89
4.4.5	Kontrol <i>Dual System</i>	93

1.5	Perhitungan Beban Angin	99
BAB V PERENCANAAN TANGKI AIR.....		105
5.1	Perencanaan Dinding Tangki Air	105
5.1.1	Perhitungan Beban Hidrostatik	105
5.1.2	Perhitungan Beban Hidrodinamik.....	107
5.2	Permodelan Dinding Tangki	108
5.2.2	Modelling Joint Pattern.....	109
5.2.3	<i>Assignment</i> Beban Hidrodinamik.....	109
5.3	Analisis Output Dinding Tangki	110
5.4	Perhitungan Penulangan Dinding.....	113
5.4.2	Penulangan Dinding L = 14 m	113
5.4.3	Penulangan Dinding L = 32 m	115
5.5	Control Lebar Retak	118
5.5.1	Kontrol Retak Dinding L = 14 m.....	118
5.5.2	Kontrol Retak Dinding L = 32 m.....	123
5.6	Perencanaan Sambungan Dinding-Balok.....	127
5.6.1	Perencanaan Angkur Dinding L = 14 m	127
5.6.2	Perencanaan Angkur Dinding L = 32 m	132
5.7	Kontrol Kapasitas Pelat Bawah.....	142
5.7.1	Perhitungan Momen Terjadi	142
5.7.2	Perhitungan Kapasitas Pelat.....	143
5.7.3	Kontrol Retak Pelat Eksisting.....	144

5.8	Perencanaan Jacketing Pelat.....	149
5.8.1	Perhitungan Momen Terjadi.....	151
5.8.2	Perhitungan Kapasitas Pelat Jacketing.....	152
5.8.3	Kontrol Retak Pelat Jacketing.....	153
5.8.4	Perencanaan <i>Shear Connector</i>	158
5.9	Perencanaan Penutup Tangki Air	167
5.9.1	Perencanaan Balok Pembagi	168
5.9.2	Perencanaan Pelat Penutup.....	170
5.10	Rekapitulasi.....	175
BAB VI PERHITUNGAN KAPASITAS STRUKTUR..		177
6.1	Evaluasi Kapasitas Pelat.....	177
6.1.1	Penentuan Tipe Pelat.....	177
6.1.2	Kapasitas Pelat “ <i>Two Way Slabs</i> ”	180
6.1.3	Kapasitas Pelat “ <i>One Way Slabs</i> ”	184
6.1.4	Rekapitulasi Kapasitas Pelat	186
6.2	Evaluasi Kapasitas Balok Induk.....	186
6.2.1	Perhitungan Balok Induk.....	187
6.2.2	Perhitungan Balok Anak	194
6.2.3	Rekapitulasi Kapasitas Balok.....	201
6.3	Evaluasi Kapasitas Kolom.....	213
6.3.1	Kapasitas Nominal Aksial Kolom.....	214
6.3.2	Kapasitas Nominal Geser Kolom	214

6.3.3	Kapasitas Nominal Lentur Kolom	218
6.3.4	Kapasitas Geser Joint.....	221
6.3.5	Cek Syarat <i>Detailing</i> SRPMK	222
6.3.5	Rekapitulasi Kapasitas Kolom.....	225
6.4	Evaluasi Kapasitas Dinding Geser (<i>Shearwall</i>) .	254
6.4.1	Kapasitas Geser Dinding Geser	255
6.4.2	Cek Syarat <i>Detailing</i> Dinding Geser SRPMK	256
6.4.3	Rekapitulasi Kapasitas Dinding Geser.....	259
BAB VII EVALUASI STRUKTUR dan PONDASI.....		263
7.1	Evaluasi Pelat	263
7.1.1	Evaluasi Lentur Pelat	264
7.1.2	Rekapitulasi Evaluasi Pelat.....	265
7.2	Evaluasi Balok.....	270
7.2.1	Evaluasi Geser Ultimate.....	270
7.2.2	Evaluasi Lentur Ultimate	275
7.3	Evaluasi Kolom.....	275
7.3.1	Evaluasi Lentur Ultimate	275
7.3.2	Evaluasi Aksial Ultimate	283
7.3.3	Evaluasi Geser Kolom	283
7.3.4	Evaluasi Geser HBK	284
7.4	Evaluasi Dinding Geser (<i>Shearwall</i>).....	286
7.4.1	Evaluasi Aksial Lentur <i>Shearwall</i>	286

7.4.2	Evaluasi Geser <i>Shearwall</i>	288
7.5	Rekapitulasi <i>Overcapacity</i> Struktur Atas	289
7.5.1	Rekapitulasi <i>Overcapacity</i> Geser Balok	289
7.5.1	Rekapitulasi <i>Overcapacity</i> Lentur Balok	295
7.6	Cek Terhadap Peraturan Sebelumnya.....	296
7.6.1	Cek <i>Overcapacity</i> Geser	296
7.6.1	Cek <i>Overcapacity</i> Lentur	297
7.7	Evaluasi Pondasi.....	297
7.6.1	Evaluasi Daya Dukung Tiang Pancang	298
7.6.2	Evaluasi PC.1	301
7.6.2	Evaluasi PC.2	309
7.6.3	Evaluasi PC.4	318
7.6.4	Evaluasi PC.5	328
7.6.5	Evaluasi PC.8	339
7.6.6	Evaluasi PC.12	351
7.6.7	Evaluasi PC.14	365
7.6.8	Evaluasi PC.16	377
7.6.9	Evaluasi PC.18	389
7.6.10	Evaluasi PC.58	404
7.6.11	Evaluasi Dinding Basement	422
7.6.12	Rekapitulasi Tiang Pancang	432
7.6.13	Rekapitulasi Pilecap / Pelat Pondasi	436

BAB VIII DESAIN PERKUATAN STRUKTUR.....	443
8.1 Perkuatan CFRP Lentur.....	443
8.2 Perkuatan CFRP Geser	449
8.3 Rekapitulasi Perkuatan CFRP	453
8.3.1 Rekapitulasi Perkuatan Lentur	453
8.3.2 Rekapitulasi Perkuatan Geser	454
BAB IX RAB DAN METODE PELAKSANAAN	3
9.1 Analisa Harga Satuan Pekerjaan	3
9.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya	8
9.2 Analisa Durasi Pekerjaan	13
9.2.1 Analisa Produktivitas Pekerjaan Pembesian	13
9.2.3 Analisa Produktivitas Pekerjaan Bekisting	15
9.2.3 Analisa Produktivitas Pekerjaan Pengecoran.....	17
9.3 Perhitungan Durasi Pekerjaan	19
9.4 Metode Pelaksanaan Pekerjaan	23
9.3.1 Metode Pelaksanaan CFRP Geser.....	25
9.3.2 Metode Pelaksanaan CFRP Lentur Tumpuan ...	27
9.3.3 Metode Pelaksanaan <i>Jacketing</i> Pelat	30
9.3.4 Metode Pelaksanaan Dinding Tangki	34
9.3.5 Metode Pelaksanaan Pelat Penutup Tangki	37
9.3.6 Metode Pelaksanaan <i>Waterproofing</i>	39
BAB X PENUTUP.....	41

10.1	Kesimpulan	41
10.2	Saran	44
DAFTAR PUSTAKA		45
BIODATA PENULIS		59

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi Waskita Rajawali Tower	4
Gambar 2.1(a). Beton Bertulang	5
Gambar 2.2(a). Tekanan Hidrostatik pada Pelat Bawah.....	7
Gambar 2.3. Ilustrasi Tekanan Hidrodinamik	9
Gambar 2.4. Faktor Distribusi Tegangan – Regangan	10
Gambar 2.5. Diagram Balok dengan Tulangan Rangkap..	13
Gambar 2.6. Pola retakan geser	15
Gambar 2.7. Geser Balok akibat Beban Hidup	16
Gambar 2.8. Ilustrasi Pelat Two-Way Slabs	18
Gambar 2.9. Momen pada Join Kolom	23
Gambar 2.10. Output SP-Column	24
Gambar 2.11. Ilustrasi <i>Shearwall</i>	26
Gambar 2.12. Ilustrasi <i>Retaining Wall</i>	27
Gambar 2.13. Pemasangan Tulangan Pelat SRPMK.....	30
Gambar 2.14. Pemasangan Sengkang SRPMK.....	32
Gambar 2.15. Peta Gempa Terbaru tahun 2017	39
Gambar 2.16. Ilustrasi Beban Gempa Tiap Lantai	45
Gambar 2.17(a). Pelat CFRP.....	47
Gambar 2.18(a). Grafik Tegangan-Regangan Baja.....	48
Gambar 2.19 (a). Tahap Retakan 1	49
Gambar 2.20. Contoh Pemasangan CFRP.....	53
Gambar 2.21. Pemasangan Pelat Sika Carbodur	54
Gambar 2.22. Roller untuk perataan Sika Carbodur	55
Gambar 2.23. Desain Perkuatan Geser CFRP	57
Gambar 2.24. Contoh Pemasangan SikaWrap	58
Gambar 2.25. Pemasangan resin Sikadur -330.....	59

Gambar 2.26. Pemasangan Sika Wrap	59
Gambar 2.27. Detail Contoh <i>Concrete Jacketing</i>	60
Gambar 2.28. Ilustrasi <i>Chemical Anchor</i>	63
Gambar 3.1. Flowchart Metodologi.....	66
Gambar 3.2. Rencana Tangki Air	68
Gambar 3.3. Tampak Tangki Air Rencana	68
Gambar 3.4. Tampak Tangki Air Rencana.....	69
Gambar 3.5. Potongan Tangki Air Rencana.....	70
Gambar 3.6. Contoh Proses dan Output dari ETABS	73
Gambar 4.1. <i>Grafik Respon Spektrum</i>	84
Gambar 4.2. <i>Output</i> Modal Permodelan.....	88
Gambar 4.3. Kecepatan Angin Cawang, Jakarta Timur ...	99
Gambar 4.4. Tipe Dinding dan Atap	100
Gambar 5.1. Beban Hidrostatik	105
Gambar 5.2 Titik Pusat Beban Hidrostatik.....	106
Gambar 5.3 Beban Hidrodinamik.....	107
Gambar 5.4 <i>Joint Pattern</i> Dinding	109
Gambar 5.5 <i>Joint Pattern</i> Dinding	109
Gambar 5.6 <i>Output</i> Dinding	110
Gambar 5.7 Penampang Dinding L = 14 m.....	113
Gambar 5.8 Penampang Dinding L = 32 m.....	116
Gambar 5.9 Penampang Dinding L = 14 m.....	118
Gambar 5.10 Penampang Dinding L = 32 m.....	123
Gambar 5.11 Detail Pelat S4 t = 150 mm.....	142
Gambar 5.12 Output Shell Forces M2-2.....	143
Gambar 5.13 Penampang Pelat Eksisting.....	145
Gambar 5.14 Detail Pelat S4-A(J) t = 210 mm	150

Gambar 5.15 <i>Re-Modelling</i> Pelat Atap	151
Gambar 5.16 Output Shell Forces M2-2	152
Gambar 5.17 Penampang Pelat Jacketing	153
Gambar 5.18 Tampak Atas Penutup Tangki	167
Gambar 6.1. Lx dan Ly pelat.....	177
Gambar 6.2. Pelat S1	180
Gambar 6.3. Pelat S2	184
Gambar 6.4. Gambar Penampang Balok G1-GF.....	187
Gambar 6.5. Gambar Penampang Balok G1-GF.....	194
Gambar 6.6. Posisi Kolom K.1A yang ditinjau.....	213
Gambar 6.7. Balok yang terhubung Kolom K.1A.....	215
Gambar 6.8. Output Geser Kolom ETABS	216
Gambar 6.9. Input SP Column	219
Gambar 6.10. Ilustarsi Joint.....	221
Gambar 6.11. Posisi SW.2 yang ditinjau.....	254
Gambar 7.1. Pelat S1 pada Lantai Kantor	264
Gambar 7.2. Ilustrasi Gaya Dalam HBK.....	284
Gambar 7.3. Proses Evaluasi SW SpColumn.....	286
Gambar 7.4. Pondasi Tipe PC.1	301
Gambar 7.5. Daerah tinjau geser 1 arah PC.1	302
Gambar 7.6. Daerah tinjau geser 2 arah PC.1	304
Gambar 7.7. Peninjauan Lentur PC.1	308
Gambar 7.8. Pondasi Tipe PC.2	309
Gambar 7.9. Daerah tinjau geser 1 arah PC.1	311
Gambar 7.10. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2	312
Gambar 7.11. Peninjauan Lentur PC.2 arah X	316
Gambar 7.12. Peninjauan Lentur PC.2 arah X	317
Gambar 7.13. Pondasi Tipe PC.4	319

Gambar 7.14. Daerah tinjau geser 1 arah PC.4.....	322
Gambar 7.15. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2.....	323
Gambar 7.16. Peninjauan Lentur PC.4	327
Gambar 7.17. Pondasi Tipe PC.5.....	329
Gambar 7.18. Daerah tinjau geser 1 arah PC.5.....	332
Gambar 7.19. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2.....	333
Gambar 7.20. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	337
Gambar 7.21. Peninjauan Lentur PC.5 Arah Y	338
Gambar 7.22. Pondasi Tipe PC.4.....	340
Gambar 7.23. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	346
Gambar 7.24. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	348
Gambar 7.25. Daerah tinjau geser 1 arah PC.8.....	349
Gambar 7.26. Daerah tinjau geser 2 arah PC.8.....	350
Gambar 7.27. Pondasi Tipe PC.12.....	352
Gambar 7.28. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	359
Gambar 7.29. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	360
Gambar 7.30. Daerah tinjau geser 1 arah PC.12.....	361
Gambar 7.31. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12.....	363
Gambar 7.32. Pondasi Tipe PC.14.....	365
Gambar 7.33. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	371
Gambar 7.34. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX	373
Gambar 7.35. Daerah tinjau geser 1 arah PC.14.....	374
Gambar 7.36. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12.....	375
Gambar 7.37. Pondasi Tipe PC.16.....	377
Gambar 7.38. Peninjauan Lentur PC.16 arah X	384
Gambar 7.39. Peninjauan Lentur PC.16 arah X	385
Gambar 7.40. Daerah tinjau geser 1 arah PC.14.....	386
Gambar 7.41. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12.....	388
Gambar 7.42. Pondasi Tipe PC.12.....	390

Gambar 7.43.	Peninjauan Lentur PC.18 arah X	397
Gambar 7.44.	Peninjauan Lentur PC.16 arah Y	398
Gambar 7.45.	Daerah tinjau geser 1 arah PC.18	400
Gambar 7.46.	Daerah tinjau geser 2 arah PC.12	401
Gambar 7.47.	Pondasi Tipe PC.58	404
Gambar 7.48.	Pembagian strip pondasi PC. 58	406
Gambar 7.49.	Peninjauan Lentur PC.58 arah X	416
Gambar 7.50.	Peninjauan Lentur PC.16 arah X	418
Gambar 7.51.	Daerah tinjau geser 1 arah PC.18	419
Gambar 7.52.	Daerah tinjau geser 2 arah PC.12	420
Gambar 7.53.	Dinding Basement	422
Gambar 8.1.	Balok yang Diperkuat	443
Gambar 8.2.	Sketsa Rencana Perkuatan Lentur	444
Gambar 8.3.	Tampak Pengangkuran CFRP	449
Gambar 8.4.	Balok yang Diperkuat (Geser).....	449
Gambar 8.5.	Rencana Perkuatan Geser Balok.....	450
Gambar 9.1.	Truck Crane STC1000C	13
Gambar 9.2.	CP Comaco CP60D	17
Gambar 9.3.	Truck Molen Holcim	18
Gambar 9.4.	Penjadwalan CPM	22
Gambar 9.5.	Ilustrasi Penempatan Besi.....	23
Gambar 9.6.	Analisa menggunakan ETABS.....	24
Gambar 9.7.	Pembongkaran dinding	25
Gambar 9.8.	Pasang Sikadur 30 pada Sika Wrap.....	26
Gambar 9.9.	Pasang Sika Wrap pada Beton.....	26
Gambar 9.10.	Pasang Baut pada Sika Wrap.....	27
Gambar 9.11.	Ratakan permukaan beton	28
Gambar 9.12.	Ratakan menggunakan roller	29

Gambar 9.13. Membuat lubang <i>chemical anchor</i>	31
Gambar 9.14. Masukkan tulangan untuk	31
Gambar 9.15. Masukkan lem perekat untuk	32
Gambar 9.16. Persiapan pengecoran <i>jacketing</i>	33
Gambar 9.17. Masukkan tulangan U untuk	34
Gambar 9.18. Masukkan tulangan U untuk	35
Gambar 9.19. Pemasangan tulangan horizontal	36
Gambar 9.20. Pemasangan bekisting	36
Gambar 9.21. Persiapan pengecoran penutup tangki.....	38
Gambar 9.22. Pelaburan primer coating	39
Gambar 9.23. Perataan <i>Membrane Waterproofing</i>	40

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Batas Lebar retak izin.....	12
Tabel 2.2. Pelat tanpa Balok Interior.....	18
Tabel 2.3. Faktor Panjang Efektif	20
Tabel 2.4. Penentuan Jenis Kolom	21
Tabel 2.5. Perhitungan Beban angin utama.....	37
Tabel 2.6. Koefisien Tekanan Dinding	38
Tabel 2.7. Faktor Keutamaan Bangunan	39
Tabel 2.8. Faktor Keutamaan Bangunan	40
Tabel 2.9. Faktor S_s	40
Tabel 2.10. Faktor S_1	41
Tabel 2.11. Faktor C_t	44
Tabel 2.12. Faktor C_t	44
Tabel 2.13. Tabel Kekuatan CFRP.....	51
Tabel 2.14. Variabel dan Batasan Concrete Jacket	61
Tabel 4.1. Perhitungan Berat Struktur.....	78
Tabel 4.2. Perhitungan Hasil N-SPT	80
Tabel 4.3. <i>Plotting</i> Pembuatan Grafik Spektrum	84
Tabel 4.4. <i>Base Reaction Kombinasi Berat Efektif</i>	85
Tabel 4.5. <i>Output Base Gaya Gempa-1</i>	86
Tabel 4.6. <i>Output Base Reaction Gaya Gempa Baru</i>	87
Tabel 4.7. <i>Output</i> Rasio Partisipasi Massa.....	89
Tabel 4.8. Kontrol Defleksi Arah X	91
Tabel 4.9. Kontrol Defleksi Arah Y	92
Tabel 4.10. Gaya gempa yang diterima SW-1	94
Tabel 4.11. Gaya gempa yang diterima SW-1	95
Tabel 4.12. Gaya gempa yang diterima SW-1	96

Tabel 4.13. Gaya gempa yang Struktur Keseluruhan	97
Tabel 4.14. Output Beban Angin Hitungan	101
Tabel 4.15. Output Beban Angin SNI	102
Tabel 4.16. Outoput Tangki L = 14 m	111
Tabel 4.17. Outoput Tangki L = 32 m	111
Tabel 4.18. Lebar Retak Izin	122
Tabel 4.19. Lebar Retak Izin	148
Tabel 4.20. Lebar Retak Izin	157
Tabel 4.21. Rekapitulasi Desain Tangki Air	175
Tabel 6.1. Tipe Pelat S1	177
Tabel 6.2. Tipe Pelat S2	178
Tabel 6.3. Tipe Pelat S3	179
Tabel 6.4. Tipe Pelat S4	179
Tabel 6.5. Tipe Pelat S5	180
Tabel 6.6. Rekapitulasi Kapasitas Pelat	186
Tabel 6.7. Rekapitulasi Kapasitas Balok	201
Tabel 6.8. Rekapitulasi Kapasitas Kolom	225
Tabel 7.1 Rekapitulasi Pelat S1	265
Tabel 7.2 Rekapitulasi Pelat S2	266
Tabel 7.3 Rekapitulasi Pelat S3	268
Tabel 7.4 Rekapitulasi Pelat S4	269
Tabel 7.5 Rekapitulasi <i>Overcapacity</i> Balok Geser	289
Tabel 7.5 Rekapitulasi <i>Overcapacity</i> Balok Lentur	295
Tabel 7.7 Rekapitulasi Tiang Pancang	432
Tabel 7.5 Rekapitulasi Pilecap	436

Tabel 9.1. Analisa Harga Satuan	3
Tabel 9.2. Perhitungan RAB	8
Tabel 9.2. Perhitungan Durasi Kasar.....	20

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air menurut (Poerbo, 1979) merupakan kebutuhan utama operasional dari suatu gedung untuk dapat beroperasi secara optimal, untuk itu diperlukan utilitas untuk dapat memenuhi kebutuhan air pada suatu bangunan. *Roof Tank* atau Tangki Air yang diletakkan di bagian atap bangunan berfungsi sebagai penyuplai air yang didistribusikan secara gravitasi, tangki air ini karena posisinya berada di permukaan tertinggi dari sebuah struktur bangunan tentunya akan menimbulkan beban tambahan dari struktur eksisting tersebut, berat jenis air sendiri menurut (Nakayama, 2009) mencapai 1.000 kg/m^3 dan tekanan kritis sebesar 217 atm, tentunya perlu diperhatikan kembali bagaimana kekuatan struktur bangunan eksisting sebelum dilakukan rencana penambahan tangki air tersebut agar tidak terjadi kegagalan struktur.

Gedung yang akan menjadi objek studi penulis adalah proyek gedung Waskita Rajawali Tower yang berlokasi di Cawang, Kramat Jati, Jakarta Timur. Pada proposal tugas akhir ini penulis mensimulasikan bagaimana analisa struktur eksisting ketika ditambah beban tambahan berupa air sesuai dengan desain tangki air yang direncanakan, kemudian direncanakan perkuatan yang mendukung akibat adanya pertambahan beban tersebut, pada proses evaluasi perkuatan akan dilakukan permodelan awal gedung perkantoran (kondisi eksisting) dengan menggunakan standard SNI 2847-2013 tentang standarisasi bertulang untuk bangunan gedung dan menggunakan beban yang mengacu pada SNI 1727-2013 tentang Standard Pembebanan untuk Bangunan Gedung dan standarisasi peraturan gempa yang mengacu pada SNI 1726 – 2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dengan mengikuti peta gempa Indonesia terbaru yang diterbitkan pada tahun 2015. Akhirnya jika ternyata diperlukan perkuatan pada struktur eksisting yang nantinya akan digunakan metode perbesaran dimensi struktur dan perkuatan

tambahan menggunakan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP). Setelah itu akan direncanakan gambar kerja beserta metode kerja yang akan diterapkan.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang dan deskripsi masalah yang diuraikan diatas maka perumusan masalah yang akan diambil pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana desain dari tangki air beton yang nantinya akan ditambahkan pada gedung eksisting ?
2. Bagaimana evaluasi struktur dan pondasi eksisting setelah ditambahkan beban tambahan rencana tangki air beton?
3. Bagaimana desain perkuatan pada struktur eksisting akibat tambahan rencana tangki air beton pada lantai atap?
4. Bagaimana metode pelaksanaan dan dari pekerjaan pembuatan tangki air beton beserta perkuatan pada struktur eksisting?
5. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar dengan menggunakan program bantu Autocad?
6. Bagaimana perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) dari pekerjaan pembuatan tangki air beton beserta perkuatan pada struktur eksisting?

1.3. Batasan Masalah

Batasan masalah pada penelitian ini adalah sebagai berikut

:

1. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) mengacu pada HSPK terbaru DKI Jakarta tahun 2019
2. Tidak ada perhitungan survey lapangan pada kondisi bangunan struktur eksisting dikarenakan proyek masih belum selesai dan baru beroperasi sekitar awal tahun 2019
3. Metode pelaksanaan yang direncanakan pada proposal ini adalah metode pelaksanaan dari tahap pembuatan

tangki air beton yang diletakkan pada lantai atap dan perkuatan akibat adanya beban tambahan tersebut.

1.4. Tujuan

Dari batasan masalah dan latar belakang di atas, maka diambil tujuan pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mendesain tangki air beton yang nantinya akan ditambahkan pada gedung eksisting
2. Melakukan evaluasi struktur dan pondasi eksisting setelah ditambahkan beban tambahan rencana tangki air beton
3. Mendesain perkuatan pada struktur eksisting akibat tambahan rencana tangki air beton pada lantai atap?
4. Merencanakan metode pelaksanaan dan dari pekerjaan pembuatan tangki air beton beserta perkuatan pada struktur eksisting?
5. Menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar dengan menggunakan program bantu Autocad
6. Menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB) dari pekerjaan pembuatan tangki air beton beserta perkuatan pada struktur eksisting?

1.5. Manfaat

Dengan demikian, manfaat yang dapat diambil dari proposal penelitian terapan ini di antaranya adalah sebagai berikut :

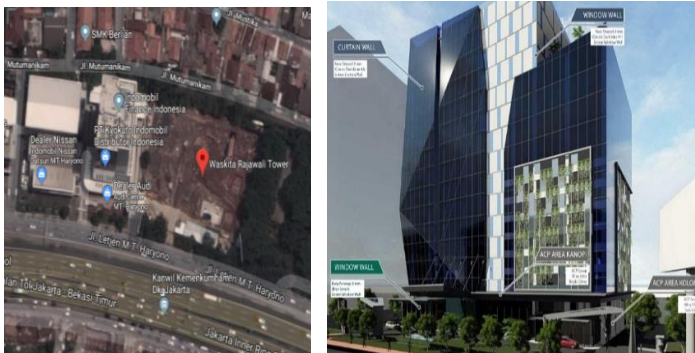
1. Untuk owner gedung Waskita Rajawali Tower
Sebagai suatu acuan perencanaan dan pelaksanaan apabila diadakan peningkatan kapasitas bangunan atau perbaikan struktur di masa mendatang melalui peningkatan konstruksi vertikal dengan pendekatan keilmuan desain struktur bangunan gedung beserta anggaran biaya pelaksanaan berdasarkan data dan literasi yang dapat dipertanggungjawabkan.

2. Untuk akademisi dan masyarakat umum

Sebagai literasi tambahan mengenai perkuatan struktur gedung akibat adanya penambahan jumlah lantai sesuai dengan standarisasi bangunan gedung dan beban gempa yang teraktual tahun 2018

1.6. Lokasi Bangunan

Lokasi bangunan yang ditinjau pada tugas akhir ini adalah gedung proyek Waskita Rajawali Tower yang berlokasi di Cawang, Jakarta Timur



Gambar 1.1. Lokasi Waskita Rajawali Tower

(Sumber : Google Earth)

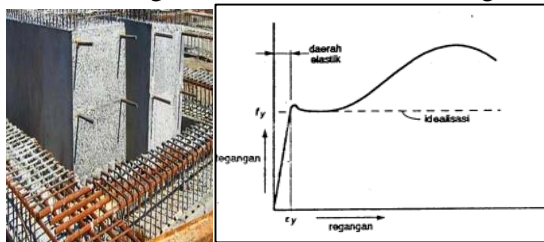
Informasi umum Gedung Waskita Rajawali Tower :

1. Nama Bangunan : Waskita Rajawali Tower
2. Lokasi Bangunan : Cawang, Jakarta Timur
3. Tipe Bangunan : Gedung Perkantoran
4. Jumlah Lantai : 16 Lantai + 1 Basement
5. Luas Bangunan : $\pm 7.025 \text{ m}^2$
6. Ketinggian : + 64.250 m
7. KDS : Kategori Seismik D (KDS-D)

BAB II TINJAUAN TEORI

2.1 Struktur Beton Bertulang

Beton menurut (Mulyono, 2006) adalah suatu bahan yang didapatkan dari pencampuran antara pasir, kerikil (koral / batu pecah mesin) atau agregat lainnya, yang diikat bersama-sama oleh pasta dari semen hidraulik dan air. Bahan-bahan tersebut, bila dicampur dengan baik, dan dengan menggunakan proporsi yang tepat, akan menghasilkan suatu massa yang bersifat plastik yang bisa dicetak ke dalam bentuk dan ukuran yang dikehendaki. Dengan proses hidrasi yang terjadi pada pasta, beton akan menjadi suatu bahan dengan kekuatan dan kekerasan yang serupa batu, yang selanjutnya bisa dipergunakan untuk berbagai macam keperluan. Menurut (Dipohusodo, 1993) material beton memiliki kekuatan tekan yang relatif lebih tinggi daripada kekuatan tariknya yaitu hanya sekitar 6% - 15% dari kekuatan tekannya, untuk itu diperlukan perkuatan tarik yang mana pada hal ini yang digunakan adalah tulangan besi dengan diameter tertentu, inilah yang kemudian disebut dengan material Beton Bertulang.



Gambar 2.1(a). Beton Bertulang

Gambar 2.1(b). Grafik Tegangan-Regangan Baja

(Sumber : Dipohusodo, 1993)

Beton bertulang sendiri menurut (Hariandja, 1986) adalah gabungan logis dari dua jenis bahan: beton polos, yang memiliki kuat tekan tinggi, namun kuat tariknya rendah, dan batangan baja yang ditanamkan di dalam beton untuk memberikan kekuatan tarik

yang diperlukan. Seperti yang dapat dilihat pada grafik (gambar 2.3) menunjukkan bahwa tulangan besi baja memiliki tingkat regangan tarik yang sangat kuat, seiringan dengan tegangan yang diterima, namun permasalahan baja yang utama di samping usaha standarisasi yang telah dilakukan oleh masing-masing negara produsen baja, kebanyakan produksi baja tulangan beton pada dewasa ini masih berorientasi pada spesifikasi teknis yang ditetapkan ASTM. Di Indonesia produksi baja tulangan dan baja-struktur telah diatur sesuai dengan Standar Industri Indonesia, antara lain dengan SII 0136-80 dan SII 318-80.

2.2 Perencanaan Tangki Air

2.2.1 Beban Hidrostatik

Tangki air adalah wadah besar yang digunakan untuk menampung air, karena itu selain berat sendiri dari tangki tersebut juga terdapat gaya dorong air yang disebut dengan tekanan hidrostatik, menurut (Nakayama, 2009) mengutip rumus hidrostatik archimedes di mana tekanan hidrostatik dirumuskan pada persamaan berikut :

$$p = \rho * g * h$$

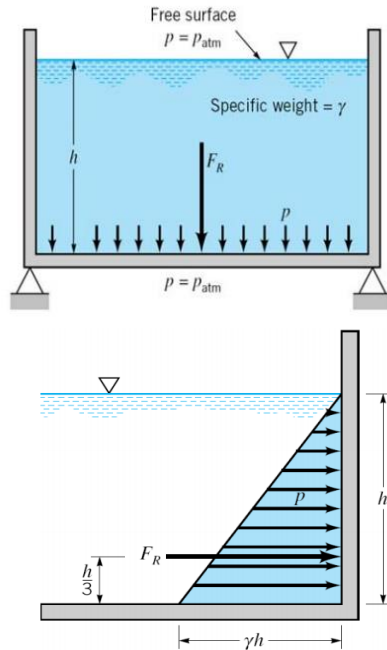
Di mana :

ρ = Massa jenis air (1000 kg/m³)

g = Koefisien Gravitasi (9,8 m/s²)

h = Kedalaman air (m)

Diperjelas oleh (Young, Munson, H. Okiishi, & Huebsch, 2010) dalam menghitung tekanan air yang direncanakan dibebankan pada tangki air dibagi menjadi dua sesi, yaitu pembebanan hidrostatik secara vertikal yang diterima oleh pelat bawah dan horizontal yang diterima oleh dinding tangki air seperti pada gambar di bawah ini di mana pada tekanan hidrostatik yang dibebankan pada dinding dimodelkan pembebanan secara prisma (*pressure prism*) menggunakan satuan gaya hidrostatik F_r



Gambar 2.2(a). Tekanan Hidrostatik pada Pelat Bawah

Gambar 2.2(b). Tekanan Hidrostatik pada Dinding

(Sumber : Young, Munson, H. Okiishi, & Huebsch, 2010)

$$F_R = \gamma * h * A$$

Di mana :

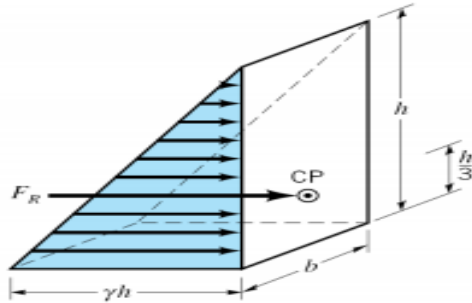
F_R = Tekanan Hirostaik (kg)

γ = Massa Jenis Air (1.000 kg/m³)

A = Luasan Terendam (m²)

Pusat tekanan hidrostatik berada di tengah (pusat titik berat) pelat dari pelat sedangkan pada dinding pusat dari tekanan hidrostatiknya berada pada 1/3 kedalaman

total terendam. Maka pada dinding tangki air didapati tekanan hidrostatik dengan perumusan sebagai berikut



Gambar 2.2(c). Tekanan Hidrostatik pada Dinding 3D

(Sumber : Young, Munson, H. Okiishi, & Huebsch, 2010)

Tekanan Hidrostatik F_R pada titik CP adalah sebagai berikut

$$F_R = \frac{1}{2} \gamma h * bh$$

Di mana :

F_R = Tekanan Hirostaik (KN)

γ = Massa Jenis Air (1.000 kg/m³)

A = Luasan Dinding (m²)

2.2.2 Beban Hidrodinamik

Beban Hidrodinamik menurut (Young, Munson, H. Okiishi, & Huebsch, 2010) adalah beban yang ditimbulkan akibat pergerakan air pada suatu sistem struktur. Perhitungan beban ini mengacu pada SNI 1727-2013 mengenai pembebanan minimum untuk gedung dan struktur lainnya. Pada pasal 5.4.3 dijelaskan bahwa perhitungan beban dinamis pada air dengan kecepatan (V)

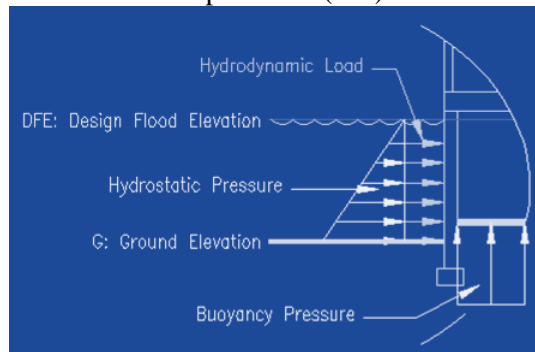
kurang dari 10 ft/s atau 3,05 m/s, harus didasari konsep fluida dasar yaitu menentukan kedalaman tekanan ekuivalen (d_h) dengan persamaan sebagai berikut :

$$d_h = \frac{C_d V^2}{2g}$$

Di mana :

C_d = Koefisien Drag (≥ 1.25)

V = Kecepatan Air (m/s)



Gambar 2.3. Ilustrasi Tekanan Hidrodinamik

(Sumber : (Quimby, 2007))

Setelah didapati nilai d_h , barulah kemudian dicari berapa tekanan hidrodinamiknya menggunakan persamaan tekanan seperti pada tekanan hidrostatik, namun dengan menggunakan kedalaman d_h , maka dari itu secara keseluruhan tekanan hidrodinamik dapat dirumuskan menurut (Quimby, 2007) sebagai berikut :

$$F_{Rdinamik} = \gamma * d_h * A$$

Di mana :

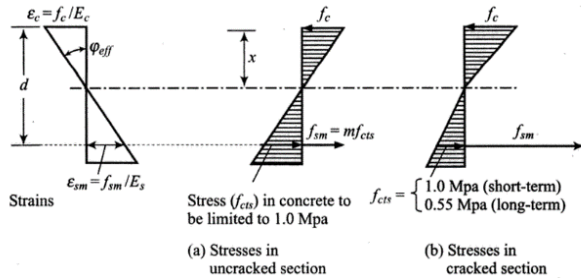
d_h = Tinggi Ekuivalen (m)

A = Luasan Dinding (m²)

2.2.3 Kontrol Retak

Karena tangki air membawa beban air di dalamnya yang mana satu celah kebocoran akan berakibat fatal, maka pada perencanaannya tidak boleh struktur tersebut mengalami kebocoran, Selanjutnya dilakukan control lebar retak lebih lanjut sesuai dengan aturan ACI Committee 224, tahun 1972 mengenai kontrol retak pada beton bertulang menggunakan **persamaan Gergely-Lutz** sebagai berikut :

1. Menentukan posisi garis netral dari penampang, untuk menentukan garis netral digunakan cara asumsi dan rata – rata 2 asumsi.



Gambar 2.4. Faktor Distribusi Tegangan – Regangan

(sumber : (Pillai & Menon, 1966))

2. Mencari titik garis netral menggunakan rata – rata 3 asumsi menurut (Pillai & Menon, 1966) sesuai dengan peraturan BS 1083 dengan langkah – langkah sebagai berikut :

- a. Tegangan tarik beton didefinisikan sebagai berikut:

$$f_{cts} = \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * faktor_{tegangan-regangan}$$

Karena kontrol retak direncanakan dihitung dengan konsiderasi regangan jangka panjang, megacu maka digunakan faktor distribusi tegangan – regangan sebesar 0,55 MPa

- b. Rata – rata tegangan tarik tulangan didefinisikan sebagai berikut :

$$f_{sm} = \frac{\left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right)}{A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right)}$$

- c. Tegangan tekan beton maksimum didefinisikan sebagai berikut :

$$f_c = \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5 b (H-x) f_{ct}}{0,5 b x}$$

- d. Dan nilai jarak garis netral didapatkan sebagai berikut:

$$x = \frac{d}{1 + f_{sm} / (m * f_c)}$$

$$m = \frac{E_s}{E_c}$$

E_s = Modulus elastisitas tulangan

E_c = Modulus elastisitas beton

3. Mencari lebar retak yang terjadi

$$w = (11 * 10^{-6})^3 \sqrt[3]{d_c \left(\frac{A_e}{n} \right) \left(\frac{D-x}{d-x} \right) f_{st}}$$

Di mana :

w = Perkiraan lebar retak maks (mm)

k_1 = Koefisien yang tergantung tipe tulangan

f_{st} = Tegangan *centroid* tulangan baja saat beban
 layan(kg/cm²)
 d_c = Tebal selimut beton rencana (mm)
 A_e = Luas daerah tarik beton efektif di sekeliling tulangan utama dibagi jumlah tulangan (mm²)

Batasan kontrol retak didefinisikan pada pertauran ACI Committee No. 224, tahun 1972 mengenai lebar retak izin pada struktur beton bertulang sebagai berikut :

Tabel 2.1 Batas Lebar retak izin
(Sumber : ACI Committee No. 224, tahun 1972)

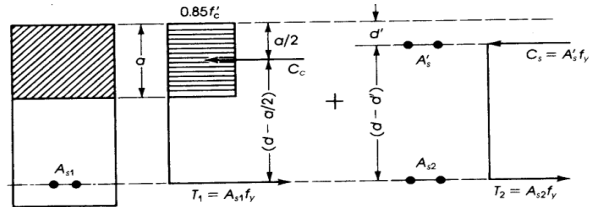
Beton yang bersentuhan dengan	Lebar retak
	yang diizinkan (mm)
Udara Kering	0.4064
Udara Lembab, Tanah	0.3048
Larutan BahanKimia	0.1778
Air laut dan percikan air laut	0.1524
Digunakan pada struktur penahan air	0.1016

2.3 Evaluasi Kekuatan Struktur Beton Bertulang

Sebelum dilakukan perhitungan dan evaslasi terhadap suatu elemen struktur maka perlu diketahui terlebih dahulu perilaku gaya apa saja yang terjadi pada elemen struktur yang akan direncanakan penulangannya sehingga penulangan terpasang akan sepenuhnya bisa mengantisipasi gaya yang terjadi pada elemen struktur dimaksud. Setelah kombinasi gaya yang kemungkinan akan terjadi pada elemen struktur yang direncanakan diperoleh .

Perhitungan pada elemen – elemen struktur yang nantinya akan dilakukan pada evaluasi dan perencanaan struktur beton bertulang adalah sebagai berikut :

2.3.1 Elemen Struktur Balok KAPASITAS LENTUR BALOK



Gambar 2.5. Diagram Balok dengan Tulangan Rangkap

(Hassoum & Manassir, 2008)

Dalam mengevaluasi kekuatan momen nominal lentur pada balok, digunakan metode perhitungan momen ultimate menggunakan kekuatan dua ruas tulangan yang di dalamnya terdapat tulangan tarik dan tulangan tekan. Desain kedua ruas tulangan ini menurut (Hasoum & Manassir, 2008) dapat mengurangi resiko lentur di masa mendatang (*long-time defelction*). Sebelum menghitung momen kapasitas, ditentukan dahulu apakah tulangan tekan telah mengalami leleh atau belum. Berikut adalah langkah – langkah menentukan kondisi beton :

4. Mencari nilai a (tinggi beton yang tertekan) menggunakan prinsip kesetimbangan $C = T$ sehingga didapati persamaan

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e}$$

5. Cek nilai c (jarak titik pusat gaya tekan)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

6. Cek nilai f_s (tegangan baja)

$$f_s' = 600 \left(1 - \frac{d'}{c} \right)$$

7. Cek kondisi berdasarkan nilai f_s
Syarat leleh apabila

$$f_s' > f_y$$

$$f_s' = 600 \left(1 - \frac{d'}{c} \right)$$

Syarat belum leleh apabila

$$f_s < f_y$$

$$C_c = 0.85 f_c' ab$$

$$C_s = A_s' [f_s' - 0.85 f_c']$$

$$T = A_s f_y = (C_c + C_s)$$

Apabila tulangan tekan sudah mengalami leleh, maka kekuatan lentur nominal dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = A_s * f_y (d - a/2)$$

Namunn apabila ttulangan tekan belum mengalami leleh, maka kekuatan lentur nominal dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$Mn_1 = A_s * f_y (d - a/2)$$

$$Mn_2 = A_s' * f_y (d - d')$$

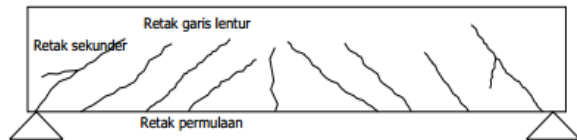
*Di mana A_s adalah luas tulangan tarik dan A_s' adalah luas tulangan tekan

$$\phi M_{n_{total}} = \phi (Mn_1 + Mn_2)$$

$$Mn_{total} = \phi (A_s * f_y (d - a/2) + A_s' * f_y (d - d'))$$

KAPASITAS GESER BALOK

Ketika balok dibebani satu jenis keruntuhan yang kemungkinan terjadi pada elemen struktur adalah keruntuhan geser (Shear Failure) kegagalan geser (shear failure) mulai dapat terlihat dari peningkatan lendutan dan munculnya keretakan, pada proses desain, kegagalan geser (shear failure) harus dipastikan tidak terjadi sebelum keruntuhan lentur (flexural failure) terjadi :

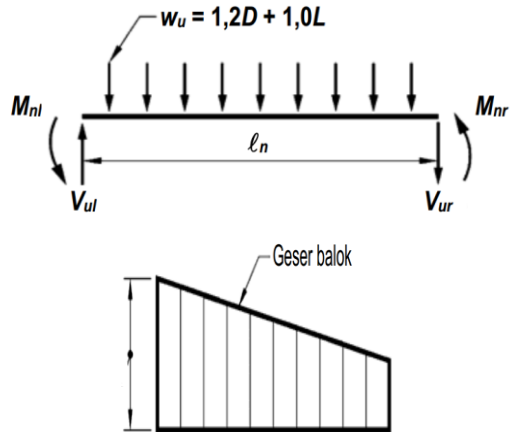


Gambar 2.6. Pola retakan geser

(Sumber : SNI 2847-2013)

Untuk kasus balok akibat adanya tegangan geser yang tinggi akan mengakibatkan terjadinya retak miring. Untuk mencegah pembentukan retak miring digunakan penulangan transversal yang dikenal dengan penulangan geser, yang berbentuk sengkang tertutup atau yang berbentuk U di arah vertikal atau miring untuk menutupi penulangan memanjang utama di sekeliling muka balok.

Dalam mengevaluasi kekuatan geser ultimate (V_u) diperhitungkan dengan persamaan pada SNI 2847-2013 pasal 21.3.5, untuk menentukan kekuatan ultimate geser akibat kombinasi beban mati dan hidup digunakan persamaan berikut ini



Gambar 2.7. Geser Balok akibat Beban Hidup

(Sumber : SNI 2847-2013)

$$V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

Perencanaan struktur geser harus mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 11, desain penampang yang nantinya dikenai beban geser harus didasarkan pada persamaan dasar :

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_s + V_c$$

Dimana V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang dan V_n adalah kekuatan geser nominal yang dihitung dengan persamaan dengan V_c adalah gaya geser yang disediakan oleh beton dan V_s adalah gaya geser yang disediakan oleh tulangan sengkang.

Nilai V_c sendiri diatur pada pada pasal 11.2.1 yang dijabarkan pada persamaan berikut ini :

$$V_c = (0.16\lambda\sqrt{f_c'} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) + b_w d$$

Tetapi tidak lebih besar dari $0.29\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$ dan nilai dari V_u/M_u tidak boleh lebih dari 1. Untuk komponen struktur yang dikenai beban aksial mengikuti persamaan sebagai berikut :

$$V_c = 0.17 (1 + 14 \frac{N_u}{A_g}) \lambda\sqrt{f_c'}b_w d$$

Penulangan geser diperlukan jika $V_u > \frac{1}{2} V_c$, dan untuk penulangannya menggunakan persamaan berikut :

$$V_s = \frac{v_f y_d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s}$$

2.3.2 Elemen Pelat (Two Way-Slabs)

Two-way slab menurut (Hasoum & Manassir, 2008) adalah ketika plat ini diperkaku pada keempat sisinya dan panjangnya (L) kurang dari dua kali spasi dari balok (S), maka plat akan mengalami defleksi dua arah dan beban pada pelat akan ditransferkan ke seluruh 4 balok pengikat. Terdapat 2 jenis *two-way* slabs yaitu :

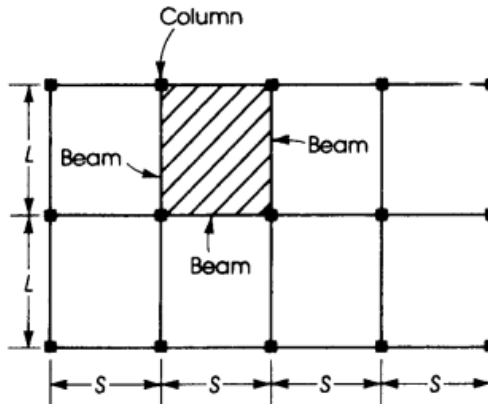
1. Two-Way Slabs pada balok.

Ini terjadi ketika plat two-way slab diperkaku dengan 4 balok, beban yang diterima didistribusikan ke seluruh balok pengaku yang mana nantinya juga ditransferkan pada kolom

2. Two-Way Slabs berbentuk “Pelat Flat”.

Adalah plat two-way slab dengan tulangan yang biasanya tidak diperkaku balok, maka beban yang diterima akan langsung disalurkan ke

kolom, kolom di sini direncanakan langsung menembus pelat



Gambar 2.8. Ilustrasi Pelat Two-Way Slabs

(Sumber : Hassoum & Manassir, 2008)

Tebal minimum pelat diatur pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.3 :

- Untuk αm 0.20 \rightarrow pakai persyaratan untuk pelat tanpa balok interior

Tabel 2.2. Pelat tanpa Balok Interior

(Sumber : SNI 2847-2013)

Tegangan leleh, f_y MPa ¹	Tanpa penebalan ²		Dengan penebalan ²			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir ³	Dengan balok pinggir ³		Tanpa balok pinggir ³	Dengan balok pinggir ³	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

¹ Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
² Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
³ Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
⁴ Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0.8.

- b. Untuk $0.20 \leq \alpha_m < 2.0 \rightarrow$ pakai persamaan di bawah, tapi tidak boleh kurang dari 125 mm

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

- c. Untuk $\alpha_m > 2.0 \rightarrow$ pakai persamaan (17), tetapi tidak boleh kurang dari 90 mm,

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

Di mana :

α_m = Koefisien Tebal Pelat
 \ln = Panjang Efektif Pelat

KAPASITAS LENTUR PELAT

Kapasitas lentur dari pelat Two-Way Slab menurut (Hasoum & Manassir, 2008) diperhitungkan menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = R_u b d^2$$

$$R_u = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'}\right)$$

Di mana :

A_s = Luas Tulangan Pelat (mm²)
 b = Lebar Pelat (mm)
 d = Tinggi Efektif Pelat (mm)
 f_y = Mutu Tulangan Beton (MPa)
 f_c' = Mutu Beton (MPa)

2.3.3 Elemen Kolom

Salah satu elemen dalam suatu komponen struktur yang berfungsi sebagai penahan beban aksial dan lentur dalam hal ini dikenal sebagai elemen kolom. Elemen kolom dengan kombinasi beban aksial dan Momen hendaknya ditinjau terhadap bahaya tekuk sehingga perlu diketahui ratio kelangsingannya (L/r) dimana L adalah tinggi kolom dan r adalah jari-jari girasi I A , bila diberikan beban lebih, akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum mencapai keruntuhan tekuk. Pengaruh seperti halnya tekuk dan lendutan dalam hal ini akan mengurangi kekuatan dari unsur tekan.

Tabel 2.3. Faktor Panjang Efektif

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai λ , teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai λ , yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

(Sumber : SNI 2847:2013)

Selain kondisi tumpuan ujung, besar beban yang dapat diterima oleh suatu komponen struktur tekan juga tergantung dari panjang efektifnya. Semakin kecil panjang efektif suatu komponen struktur tekan, maka semakin kecil pula risikonya terhadap masalah tekuk. Panjang efektif suatu kolom secara sederhana dapat di definisikan sebagai jarak di antara dua titik pada kolom tersebut yang mempunyai momen sama dengan nol, atau didefinisikan pula sebagai jarak di antara dua titik belok dari kelengkungan kolom. Dalam perhitungan kelangsingan komponen struktur tekan ($\lambda = L/r$), panjang komponen

struktur yang digunakan harus dikalikan suatu faktor panjang tekuk k untuk memperoleh panjang perletakan pada ujung-ujung komponen struktur tersebut.

Tabel 2.4. Penentuan Jenis Kolom

No.	Kondisi	Kolom Pendek	Kolom Langsing
1.	Braced	$\frac{k.L_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$	$\frac{k.L_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$
2.	Unbraced	$\frac{k.L_u}{r} < 22$	$\frac{k.L_u}{r} \geq 22$

(Sumber : SNI 2847:2013)

KAPASITAS AKSIAL KOLOM

Perhitungan kapasitas aksial kolom mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 10.3.6, kapasitas aksial tekan kolom untuk struktur non-prategang diperhitungkan menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$\phi P_n = 0,80\phi \left[0,85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

Di mana :

A_g = Luas Penampang Kolom Total (mm²)

A_{st} = Luas Tulangan Longitudinal (mm)

f_y = Mutu Tulangan Beton (MPa)

f'_c = Mutu Beton (MPa)

KAPASITAS GESER KOLOM

Gaya geser desain SRPMK untuk kolom mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1 di mana gaya geser desain (V_e) kolom ditentukan tidak perlu diambil lebih besar dari nilai ketentuan berikut :

1. V_e , ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan (joints) disetiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya ini harus ditentukan dari

- momen nominal maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}) di setiap ujung komponen struktur.
2. V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan dari analisis struktur.

Di mana V_e dicari menggunakan persamaan :

$$V_{sway} = \frac{\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah}}{l_u}$$

Di mana :

M_{prb} = Momen akibat tulangan balok

DF = Faktor distribusi balok

Dalam proses evaluasi, apabila didapat nilai V_e lebih besar dari V_u (Gaya geser *ultimate*) maka dalam evaluasi, gaya kolom ultimate yang digunakan adalah gaya geser desain (V_e), untuk perhitungan kapasitas geser komponen struktur kolom mengikuti SNI 2847 2013 pasal 21.6.5.2, di mana tulangan transversal sepanjang kolom (l_0), harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana kedua hal berikut terjadi :

1. Gaya geser yang ditimbulkan gempa (V_{sway}) yang mana di sini adalah V_e mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu yang didapat dari analisis struktur.
2. Gaya aksial terfaktor P_u (termasuk beban gempa) kurang dari $A_g \cdot f_c' / 10$.
persamaan

Apabila kedua syarat tersebut terpenuhi, maka perlu diperhitungkan pengaruh kekuatan geser dari beton (V_c) sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 mengenai

geser untuk komponen struktur aksial lentur menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = 0.17 \left(1 + 14 \frac{N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b w d$$

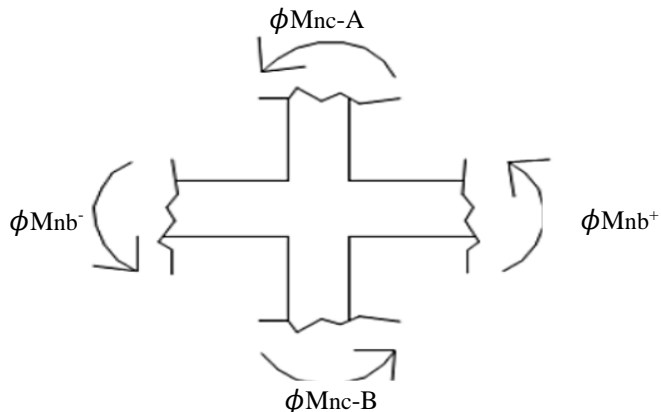
Penulangan geser diperlukan jika $V_u > \frac{1}{2} V_c$, dan untuk penulangannya menggunakan persamaan berikut :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Di mana :

- A_v = Luas Tulangan Geser
- f_y = Mutu Tulangan Beton (MPa)
- f_c' = Mutu Beton (MPa)
- s = Spasi Tulangan Geser

CEK SYARAT STRONG COLUMN WEAK BEAM



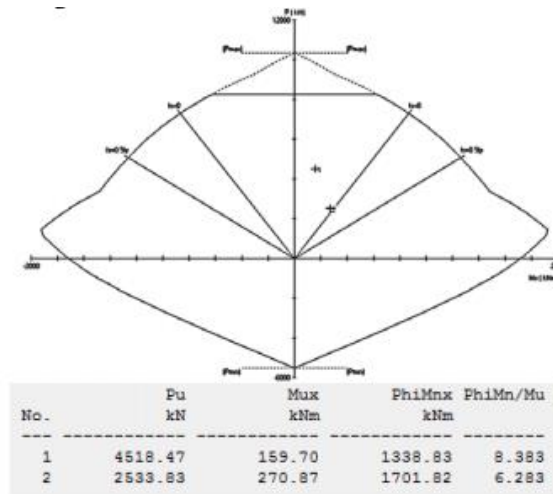
Gambar 2.9. Momen pada Join Kolom

Untuk perhitungan kapasitas lentur komponen struktur kolom harus dievaluasi pada join mengikuti ketentuan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2, kapasitas lentur

minimum kolom harus memenuhi persyaratan dengan persamaan sebagai berikut :

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

Perhitungan momen pada kolom dapat menggunakan program SP-Column seperti pada gambar di berikut :



Gambar 2.10. Output SP-Column

$$\sum M_{nc} = M_{nc-A} + M_{nc-B}$$

$$\sum M_{nB} = M_{nB}^+ + M_{nB}^-$$

Di mana :

M_{nb} = Nominal Lentur Kolom (kN-m)

M_{nc} = Nominal Lentur Balok (kN-m)

Perhitungan momen pada balok, sama seperti pada menghitung kapasitas momen balok sebagai berikut :

- a. Menentukan tinggi efektif balok

$$d = h - \text{decing} - \phi_{\text{senggang}} - (1/2 \phi_{\text{tulangan utama}})$$

- b. Mencari panjang kesetimbangan balok dan nilai a
Kondisi I ($f_s' < f_y$) → belum leleh

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{c}\right) 600$$

Berdasarkan persamaan kesetimbangan :

$$Cc' + Cs' = T$$

$$0.85 f_c' a b + A_s' f_s' - 0.85 f_c' = A_s f_y$$

$$0.85 f_c' \beta_1 c b + A_s' \left[600 \left(1 - \frac{d'}{c}\right)\right] - 0.85 f_c' = A_s f_y$$

$$(0.85 f_c' \beta_1 b) c^2 + [(A_s' 600) - (0.85 f_c' A_s')] - (600 A_s' d') = 0$$

Jadi :

$$K_1 c^2 + K_2 c - K_3 = 0$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

$$a = \beta_1 c$$

Kondisi II ($f_s' > f_y$) → Leleh

$$M_n = \left[(A_s - A_s') f_y \left(1 - \frac{a}{2}\right) + (A_s' f_y (d - d')) \right]$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b}$$

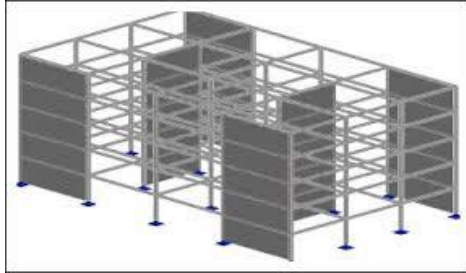
- c. Menecari M_{nb}^+ dan M_{nb}^-
Kondisi tekan belum leleh

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s' (d - d')$$

Kondisi tekan leleh

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d'')$$

2.3.3 Elemen Dinding DINDING GESER (SHEARWALL)



Gambar 2.11. Ilustrasi *Shearwall*
(Sumber : strategiprojek.com)

Dinding geser digunakan untuk menahan beban geser akibat beban aksial angin dan gempa, menurut SNI 2847 2013 pasal 21.9.4.4. disebutkan bahwa kuat geser nominal segmen tiap dinding maksimal diambil berdasarkan persamaan berikut :

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y \right)$$

Di mana :

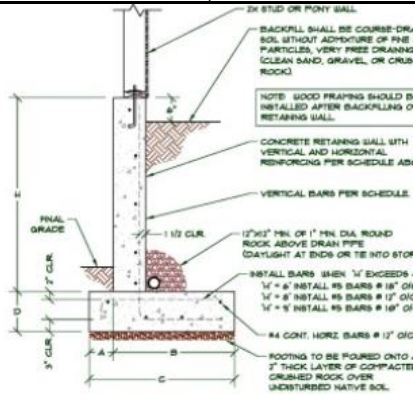
$$A_{cv} = L_w \times t_w$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,25 & \text{untuk } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5 \\ 0,17 & \text{untuk } \frac{h_w}{l_w} > 2,0 \end{cases}$$

L_w = Panjang *shearwall*

t_w = Tebal *shearwall*

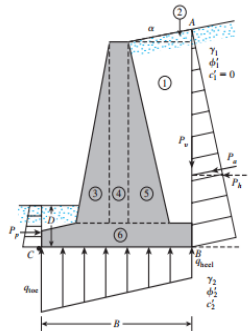
DINDING BASEMENT (RETAINING WALL)



Gambar 2.12. Ilustrasi *Retaining Wall*
(Sumber : dojedessling.com)

Evaluasi dinding penahan tanah menurut (Das,2010) terdiri dari tiga tahapan kontrol kapasitas yaitu :

1. Kontrol Guling



Kontrol guling menggunakan tekanan Renkine Aktif dan Renkine Aktif

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 + 2c' \sqrt{K_p} D$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 - 2c' \sqrt{K_p} D$$

Di mana :

$$K_p = \tan^2 45 + \varphi/2$$

$$K_a = \tan^2 45 - \varphi/2$$

Dari situ kemudian ditentukan tekanan arah vertikal dan tekanan arah horizontal

$$P_h = P_a \cos(\alpha)$$

$$P_v = P_a \sin(\alpha)$$

Momen guling yang terjadi adalah :

$$\sum M_o = P_h * \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Dan Safety Factor untuk momen guling adalah sebagai berikut :

$$FS = \frac{M_1 + M_2 + \dots + M_n}{P_a \cos\left(\frac{H'}{3}\right) - M_v}$$

SF minimal 2 – 3 untuk momen guling

2. Kontrol Geser

Safety factor geser untuk dinding penahan tanah adalah :

$$FS = \frac{(\sum V) \tan \delta' + Bc' + Pp}{P_a \cos(\alpha)}$$

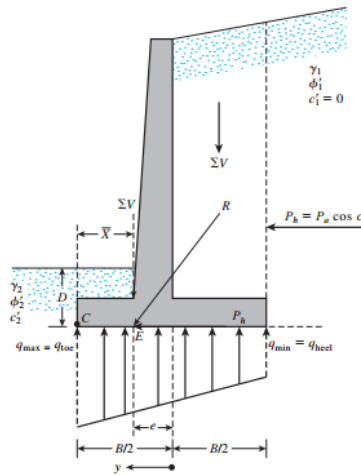
Di mana :

ΣV = Total beban aksial

δ' = diambil $\frac{1}{2}$ atau $\frac{3}{2} \phi$

c' = diambil $\frac{1}{2}$ atau $\frac{3}{2} c$

3. Kontrol Terhadap DDT



Hitung eksentrisitas yang terjadi menggunakan persamaan berikut :

$$X = \frac{M_{net}}{\Sigma V}$$

Dan eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - X$$

Setelah itu dicari nilai q_{max} dan q_{min} yang terjadi

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Dan Safety Factor untuk kontrol DDT adalah sebagai berikut :

$$FS = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Di mana q_u adalah daya dukung tanah menurut Terzaghi (1956) sebagai berikut :

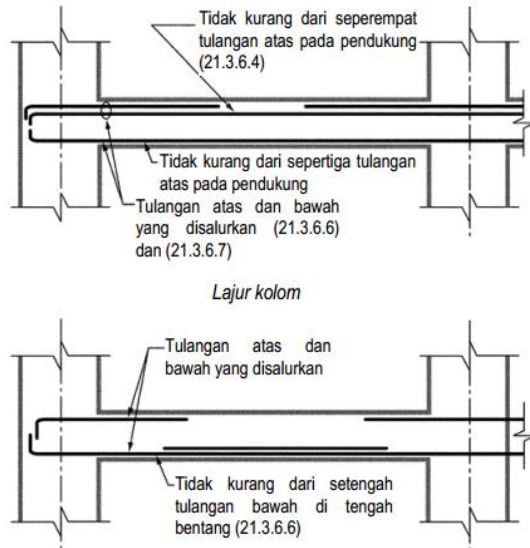
$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

2.3.4 Evaluasi Kondisi SRPM-K

Untuk struktur SRPM-K haruslah memenuhi kondisi sebagaimana yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5 di antaranya poin – poin sebagai berikut :

TULANGAN LONGITUDINAL

1. Aturan penempatan tulangan pelat harus mengikuti aturan sebagai berikut :



Gambar 2.13. Pemasangan Tulangan Pelat SRPMK

2. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u tidak boleh melebihi $A_g f_c' / 10$

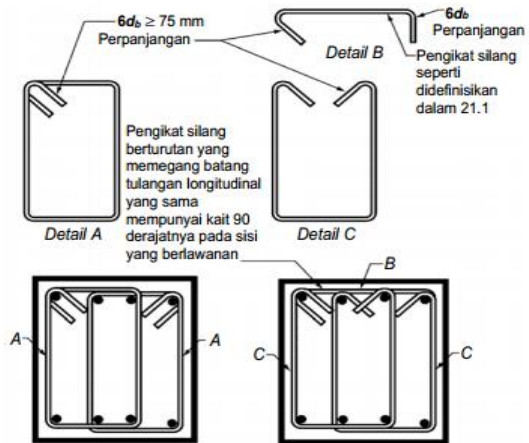
3. Bentang bersih untuk komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
4. Lebar komponen, b_w , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
5. Lebar komponen struktur, b_w , tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu, c_2 , ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari (a) dan (b): (a) Lebar komponen struktur penumpu, c_2 , dan (b) 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, c_i .

TULANGAN LONGITUDINAL

1. Rasio tulangan minimal adalah $1,4b_w d/f_y$ dan rasio maximum tulangan ($\rho_{\max} = 0,025$) dan paling sedikit dua batang harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah
2. Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $d/4$ dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan:
 - a. Dalam joint;
 - b. Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint; dan
 - c. Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

TULANGAN TRANSVERSAL

1. Bentuk sengkang tertutup harus mengikuti seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.14. Pemasangan Senggang SRPMK

2. Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur;
3. Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastis rangka.
4. Senggang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi senggang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari :
 - a. $d/4$;
 - b. Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan

- c. 150 mm
5. Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus mempunyai tumpuan lateral yang memenuhi 7.10.5.3 atau 7.10.5.4. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm. Tulangan kulit yang disyaratkan oleh 10.6.7 tidak perlu tertumpu secara lateral.
 6. Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $c/2$ sepanjang panjang komponen struktur.
 7. Sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus berupa sengkang sepanjang panjang komponen struktur dalam 21.5.3.1.

2.3.5 Elemen Pondasi

Terdapat dua jenis pondasi yang ada di proyek Waskita Rajawali Tower, yaitu pondasi pilecap dengan tiang pancang dan pondasi rakit (*raft foundation*), pondasi rakit menurut (Das, 2010) adalah pondasi yang menumpu kolom - kolom yang segaris dengan sebuah pelat pondasi.

DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

Daya dukung tiang pancang ditentukan berdasarkan daya dukung perlawanan tanah dari dasar ujung tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tiang pancang, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan material tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang terkecil yang nantinya digunakan sebagai daya dukung ijin tiang.

Maka nilai daya dukung berdasarkan persamaan oleh Mayerhoff (1976) :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = 4 N A_p \quad | \quad Q_s = \frac{N_{av} \cdot A_s}{50}$$

Di mana :

- Q_p = Kapasitas aksial ujung tiang
 Q_s = Kapasitas aksial selimut tiang
 N_{av} = Rataan Nilai N-SPT pada selimut

Safety Factor minimum untuk tiang pancang diambil sesuai dengan SNI 8460-2017 pasal 9.2.3.1 tentang persyaratan perancangan geoteknik metode rasional untuk fondasi dalam sebesar 2,5.

Cek daya dukung tanah terhadap kapasitas maximum beban axial tiang pancang, apabila nilainya lebih besar daripada $P_{allowable}$ dari tiang pancang, maka tiang pancang akan retak atau pecah pada saat proses pemancangan. Di mana :

$$Q \text{ izin} < P_{allowable}$$

EFISIENSI TIANG KELOMPOK

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang salah satunya ialah menggunakan perumusan Uniform Building Code (AASHO). Jarak minimum antar tiang pancang dirumuskan sebagai berikut :

$$s \leq \frac{1,57d * m * n}{m + n - 2}$$

Di mana :

s = Jarak antar tiang pancang

d = Diameter tiang
 m = Jumlah Baris
 n = Jumlah kolom

Efisiensi Tiang Kelompok berdasarkan perumusan Converse-Labbare adalah sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n}{90^\circ n_1 n_2} \right] * \theta$$

$$\theta^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right)$$

Di mana :

D = Diameter Tiang Pancang
 d = Jarak antar tiang

KAPASITAS PILECAP

a. Kapasitas Geser Satu Arah dan Dua Arah

Berdasarkan SNI 2847-2013 ps. 11.11.1.2 dan 21.3.6.8 disebutkan bahwa Evaluasi geser 1 arah dievaluasi sejarak "d", Evaluasi geser 2 arah dievaluasi sejarak d/2 di sekeliling muka kolom.

- Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton :

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

V_c = Kapasitas Geser Beton
 b = Lebar Pilecap
 d = Tinggi Efektif Pilecap

- Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

β = Rasio Lebar dan Tinggi Penampang Kolom

2.4 Peraturan Pembebanan

Perkuatan (strengthening) pada struktur bangunan adalah suatu tindakan modifikasi struktur yang sudah

1. Beban Mati (DEAD LOAD)

Beban mati adalah berat dari seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk di dalamnya adalah dinding, lantai atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung, dan komponen arsitektural dan struktur lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat pemasangan utilitas bangunan. Perhitungan beban mati ini mengacu pada ASCE 7-16 tentang beban minimum untuk bangunan gedung dan struktur lainnya

2. Beban Hidup (LIVE LOAD)

Beban dinamis yang diakibatkan oleh penggunaan dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan yang bersifat permanen, contohnya adalah beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Mengacu pada SNI 03-1727-2013 pasal 4.1

2.4.1 Beban Angin

Perhitungan beban angin mengacu pada SNI 1727-2013 pasal 27.4.1. Sistem penahan beban angin utama, tekanan angin desain untuk SPBAU bangunan gedung dari semua gedung dari semua ketinggian harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$p = qGC_p - q_i/(GC_{pi})$$

Di mana :

G = Faktor efek-tiupan angin

$$G = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7g_Q I_z Q}{1 + 1,7g_v I_z Q} \right)$$

Di mana I_z didapat menggunakan persamaan :

$$I_z = 0,925 \left(\frac{33}{Z} \right)$$

C_p = Koefisien tekanan eksternal

(GC_{pi}) = Koefisien tekanan internal

Tabel 2.5. Perhitungan Beban angin utama

Sistem Penahan Beban Angin Utama – Bagian 1		Seluruh ketinggian
Gambar 27.4-1	Koefisien tekanan eksternal, C_p	Dinding & Atap
Bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian		

(Sumber : SNI 1727-2013)

Tabel 2.6. Koefisien Tekanan Dinding

Koefisien tekanan dinding, C_p			
Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	q_z
Dinding di sisi angin pergi	0 – 1	-0,5	q_h
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	q_h

(Sumber : SNI 1727-2013)

I_z menurut SNI 1717-2013 adalah intensitas turbulensi pada ketinggian z dimana z adalah tinggi ekuivalen dad struktur ditentukan sebesar $0,6h$, tetapi tidak kurang dari z_{\min} , untuk semua ketinggian bangunan h . 40, dan c adalah terdaftar untuk setiap eksposur datam Label 26.9-1; g_c , dan g , harus diambil sebesar 3,4

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left(\frac{B + lh}{L_z} \right)}}$$

Di mana :

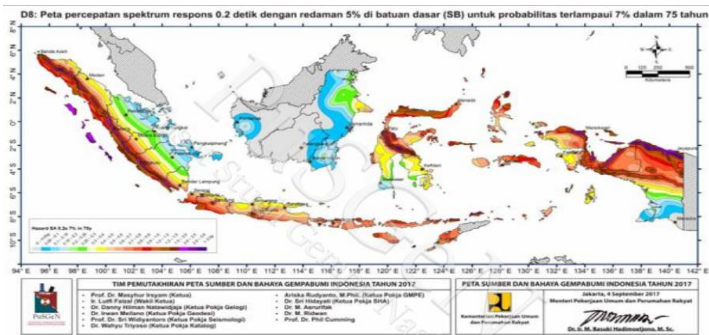
B = Lebar Horizontal Bangunan

H = Tinggi Bangunan

$$L_z = l \left(\frac{z}{33} \right)$$

2.4.2 Beban Gempa

Beban gempa mengacu pada SNI 1726-2012 dengan menggunakan peta gempa baru yang terbaru tahun 2017 yang dikeluarkan oleh kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.



Gambar 2.15. Peta Gempa Terbaru tahun 2017
(Sumber : (PUPR, 2017))

1. Menentukan Faktor Keutamaan Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung berdasarkan kegunaan bangunannya sesuai dengan Tabel 1 pada pasal 4.1.2 SNI 1726-2012 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e seperti pada tabel berikut

Tabel 2.7. Faktor Keutamaan Bangunan

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

(Sumber : SNI 1726-2012)

2. Menentukan Faktor Keutamaan Bangunan
Selanjutnya dikategorikan kelas situs tanah berdasarkan data N-SPT atau data tanah lainnya berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012 tentang klasifikasi tanah sebagai berikut :

Tabel 2.8. Faktor Keutamaan Bangunan

Kelas Situ	\bar{u}_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kpa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 1500	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

(Sumber : SNI 1726-2012)

3. Menentukan koefisien percepatan gempa maksimum
Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Kemudian dihasilkan parameter spektrum respons periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1)

$$S_{MS} = F_a * S_s$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

Tabel 2.9. Faktor S_s

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

(Sumber : SNI 1726-2012)

Tabel 2.10. Faktor S₁

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 1726-2012)

4. Parameter Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain, yaitu *SDS* dan *SD1* ditentukan berdasarkan Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012 menggunakan rumusan di bawah ini

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{M1}$$

5. Spektrum Respon Desain

Untuk menghitung spektrum respons desain ketentuan SNI 2847-2013 pasal 6.4 di bawah ini :

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_o, spektrum respons percepatan desain, S_a, harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- b. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_s
- c. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD_1}{T}$$

Periode spektrum desain :

$$T_0 = \frac{SD_1}{T}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

6. Geser Seismik

Geser seismik (*base shear*), V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan SNI 2847-2013 pasal 7.8

$$V = C_s W$$

Di mana W adalah berat total struktur gedung, koefisien dasar seismik (C_s) ditentukan sesuai dengan persamaan SNI 2847-2013 pasal 7.8.1

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

Tapi tidak boleh lebih dari

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

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} * I \geq 0,01$$

Sebagai tambahan, apabila dalam perhitungan didapati nilai S_1 kurang dari 0,6 g, maka C_s harus diambil dengan persamaan berikut ini

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Di mana :

- SD_1 = Parameter percepatan spektral 1 detik
- S_1 = Parameter spektrum maksimum
- T = Periode fundamental struktur (detik)

7. Pembatasan periode fundamental

Periode fundamental pendekatan didasarkan pada perumusan SNI 1726-2012 pasal 7.8.2. di mana perhitungan Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau tidak boleh melebihi hasil dari koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 14 SNI 1726-2012 dan periode fundamental pendekatan, T_a yang dihitung menggunakan persamaan berikut ini

$$T_a = C_t h_n^x$$

h_n adalah ketinggian bangunan ditinjau dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur dalam satuan meter (m) untuk penentuan C_t dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 2.11. Faktor C_t

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

(Sumber : SNI 1726-2012)

Tetapi pengambilan nilai perioda fundamental tidak boleh melebihi dari nilai berikut

$$T a_{(\max)} = C_u h_n^x$$

Penentuan nilai C_u menggunakan pertimbangan nilai SD_1

Tabel 2.12. Faktor C_u

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

(Sumber : SNI 1726-2012)

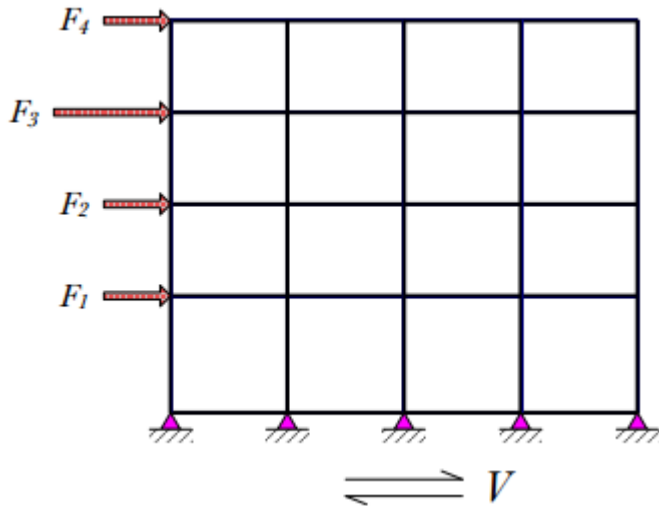
8. Menghitung gaya gempa pada tiap lantai
Perhitungan gaya gempa pada tiap lantai menggunakan persamaan geser dasar seismik berikut :

$$V = \frac{S_a I_e}{R} * W$$

Di mana :

S_a = Parameter Percepatan Gempa

I_e = Faktor Keutamaan Bangunan
 R = Kategori Resiko
 W = Total Berat Bangunan



Gambar 2.16. Ilustrasi Beban Gempa Tiap Lantai
 (Sumber :Wahyudi, 2015)

Selanjutnya dihitung distribusi pembebanan pada setiap lantai menggunakan persamaan (Lengekirk, 2003) sebagai berikut :

$$F_{x,i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} * V$$

Di mana :

W_i = Berat Struktur pada Lantai ke - i
 h_i = Tinggi Struktur pada Lantai ke - i
 V = Geser Dasar Seismik

2.4.3 Kombinasi Pembebanan

Beban kombinasi mengacu pada SNI 1727-2012 :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r/S/R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r/S/R) + (L/0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r/S/R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Untuk beban air di dalam tangki air rencana, dapat didefinisikan sebagai “beban fluida (F)” yang mana sesuai dengan SNI 1727-2013 pasal 2.5.1 harus ditambahkan pada kombinasi 1 sampai 5 dan 7 dengan faktor beban sama dengan beban mati menjadi :

1. $1,4D + 1,4F$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r/S/R) + 1,2F$
3. $1,2D + 1,6(L_r/S/R) + (L/0,5W) + 1,2F$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r/S/R) + 1,2F$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S + 1,2F$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E + 0,9F$

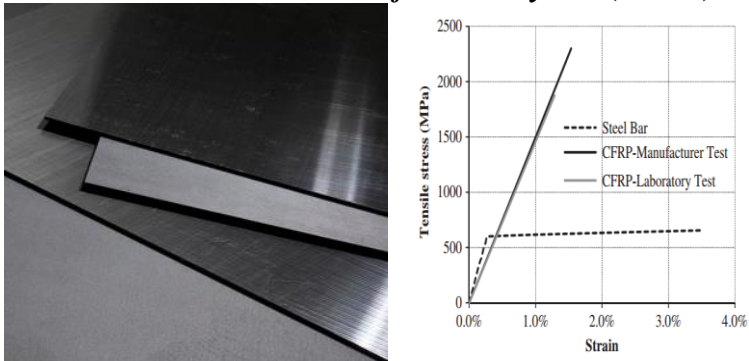
Di mana :

- D : Beban Mati
 L : Beban Hidup
 L_r : Beban Hidup Atap
 S : Beban Salju
 R : Beban Hujan
 W : Beban Angin
 E : Beban Gempa

2.5 Perkuatan Struktur dengan CFRP

Perkuatan (strengthening) pada struktur bangunan adalah suatu tindakan modifikasi struktur yang sudah ataupun belum mengalami kerusakan, dengan tujuan untuk menaikkan kekuatan atau daktilitas struktur.

2.5.1 Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)

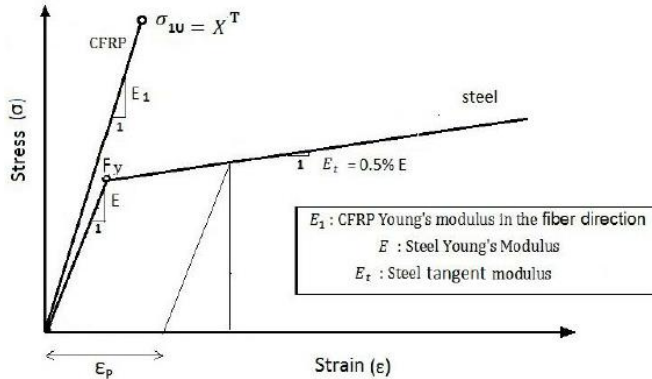
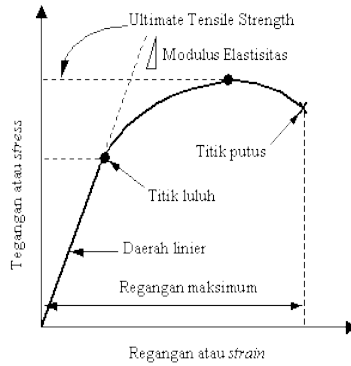


Gambar 2.17(a). Pelat CFRP (Sumber: www.rockwestcomposites.com)

Gambar 2.14 (b). Grafik Tegangan-Regangan CFRP

(Sumber: (Mahmoud-Al, Francois, & Castel, 2013))

Fungsi perkuatan dengan system CFRP adalah untuk meningkatkan kekuatan atau memberikan peningkatan kapasitas lentur, geser, axial dan daktilitas. Penggunaan serat karbon sebagai material perkuatan bangunan sudah banyak dilakukan dan dibuktikan secara ilmiah, salah satunya yang dilakukan oleh (Parmo, 2016) pada struktur beton bertulang khususnya kolom menunjukkan adanya perubahan kekuatan yang signifikan, peningkatan kapasitas lateral yang dapat diterima kolom meningkat menjadi 152% dari kemampuan layan asalnya ketika beton bertulang sudah mencapai umur maksimum 28 hari. Dapat dilihat pada gambar 2.8(b) bahwa pada grafik tegangan-regangan menurut (Mahmoud-Al, Francois, & Castel, 2013) dapat dilihat bahwa titik tegangan leleh (f_y) dari material CFRP jauh di atas baja konvensional.



Gambar 2.18(a). Grafik Tegangan-Regangan Baja

(Sumber: (Dipohusodo, 1993))

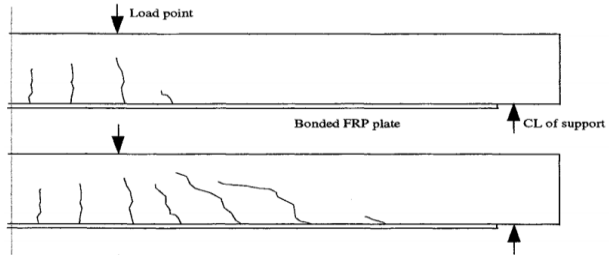
Gambar 2.15 (b). Grafik Tegangan-Regangan CFRP

(Sumber: (Movaghati & Rahai, 2010))

Grafik Tegangan-Regangan CFRP kemudian diperjelas lagi oleh (Movaghati & Rahai, 2010), dari sini ditunjukkan bahwa pada CFRP memiliki modulus elastisitas atau modulus Young yang lebih besar dibandingkan dengan baja konvensional. Selain itu jika ditinjau dari penggunaannya, dijelaskan oleh (Hollaway & Leeming, 1999) bahwa terdapat beberapa keuntungan dan

kekurangan dari penggunaan CFRP, untuk keuntungannya sendiri adalah sebagai berikut :

1. Kekuatan pelat CFRP

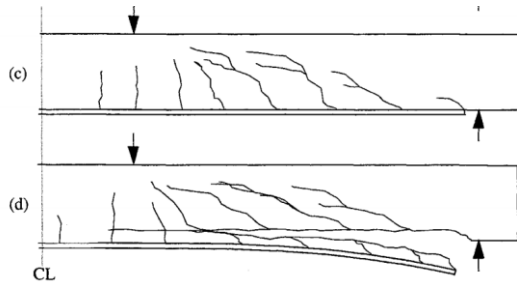


Gambar 2.19 (a). Tahap Retakan 1

Gambar 2.16 (b). Tahap Retakan 2

(Sumber : *Hollaway & Leeming, 1999*)

Berdasarkan pengujian kekuatan pelat CFRP yang dilakukan dalam penelitian (Hollaway & Leeming, 1999) dihasilkan kesimpulan bahwa kekuatan satu pelat CFRP dapat mengimbangi hampir tiga kali kekuatan tarik baja tulangan dengan luas penampang yang sama, seperti dapat dilihat pada Gambar 2.8 (a) di mana pada gambar itu beton mencapai tahap tegangan tarik maksimum sehingga mulai menimbulkan retakan, selanjutnya pada Gambar 2.8 (b) retakan mulai semakin melebar, retak pada tahap ini disebut dengan retak diagonal (*diagonal crack*). Retak diagonal ini diakibatkan oleh peningkatan beban geser pada balok



Gambar 2.16 (c). Tahap Retakan 1

Gambar 2.16 (d). Tahap Retakan 2

(Sumber : *Hollaway & Leeming, 1999*)

Selanjutnya retak diagonal semakin lama semakin melebar hingga sampai pada titik tumpuan balok seperti yang terlihat pada gambar Gambar 2.8 (c), karena retakan ini telah sampai ke tumpuan, maka laju retakan akan menjadi semakin masif hingga ke bagian dalam beton hingga pada akhirnya plat CFRP akan terpisah dengan baloknya tetapi tidak patah sama sekali seperti pada Gambar 2.8 (d). Selain itu menurut (Mahmoud-Al, Francois, & Castel, 2013) tegangan ultimate (f_u) dari CFRP mencapai 2300 MPa.

Tabel 2.13. Tabel Kekuatan CFRP

Material	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)
Steel bars Kreit et al. (2011)	600	655	210
CFRP Manufacturer test	–	2300	150
Rods Laboratory test Al-Mahmoud et al. (2007)	–	1875	145,9
Material	Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)
Epoxy resin (7 days)	83	29,5	4,94
Concrete (S-C 6)	37,5	3,4	28,4
Concrete (S-C 12)	35,1	3,4	29,5
Concrete-control beam	37,4	3	30,4

(Sumber : (Mahmoud-Al, Francois, & Castel, 2013))

2. Berat pelat CFRP

Densitas dari pelat CFRP hanya sekitar 20% dari CFRP pelat baja biasa, sehingga kemungkinan berat pelat CFRP hanya sekitar 10% dari pelat baja biasa untuk mutu ultimate yang sama, dengan ini perkuatan struktur yang dilakukan tidak akan menambah berat struktur karena beratnya yang sangat ringan.

3. Kemudahan mobilitas dan pengerjaan

Berat pelat CFRP yang sangat rendah sehingga satu pelat sepanjang 20m dapat dibawa di lokasi oleh seorang pekerja. Untuk beberapa kasus pendatangan CFRP dalam jumlah banyak mungkin juga dibengkokkan ke dalam kumparan sekecil diameter 1,5 m sehingga dapat diangkut dalam mobil atau van biasa tanpa memerlukan fasilitas derek berikutnya. Fleksibilitas pelat CFRP juga memungkinkan penguatan skema untuk diselesaikan dalam ruang terbatas.

4. Perawatan (*Maintenance*)
Pelat CFRP tidak memerlukan perawatan seperti yang dilakukan pada pelat baja konvensional sehingga tidak memakan banyak biaya pasca instalasi dan pemasangan.
5. Durabilitas material
Karena pelat CFRP merupakan pelat komposit maka berdasarkan penelitian (Hollaway & Leeming, 1999) dihasilkan kesimpulan bahwa pelat CFRP sangat kuat menahan korosi.

Namun di balik keuntungan dari penggunaan CFRP, terdapat beberapa kekurangan yang perlu dipertimbangkan dalam merencanakan perkuatan struktur menggunakan CFRP, di antaranya adalah :

1. Biaya pengerjaan (*cost of plates*)
Bila dibandingkan biaya pengerjaan pelat baja dengan pelat CFRP pada volume yang sama menunjukkan perbedaan yang signifikan, sehingga perlu diperhatikan betul kemampuan finansial dari pemilik gedung ketika memilih pelat CFRP sebagai metode perkuatannya.
2. Pelat yang mudah terluka karena benda tajam
Pelat CFRP lebih rentan terluka karena benda tajam secara langsung dibandingkan dengan pelat baja konvensional, untuk itu dalam pelaksanaan pemasangannya perlu sangat hati – hati dan serapi mungkin.

Dalam tugas ini sebagai studi penulis akan merencanakan perkuatan menggunakan produk CFRP produksi SIKATM yaitu SIKA CarboDur dan SIKA Wrap.

A. SIKA CarboDur

Sika® CarboDur® adalah sistem plat carbon fiber laminasi yang didesain untuk perkuatan beton, kayu ataupun material struktural lainnya untuk meningkatkan daya layan dan memperkecil lendutan yang terjadi. Sika CarboDur berbentuk pelat dengan tebal 1,2mm. kemudian digunakan perekat epoxy menggunakan SIKADUR 330. Cara pemasangannya sangat muda yaitu ialah dengan mengoleskan epoxy ke beton yang permukaannya sudah dikasarkan. Epoxy juga dioleskan pada SIKA CarboDur, lalu direkatkan ke beton.



Gambar 2.20. Contoh Pemasangan CFRP

(Sumber : www.structurmag.org)

Metode pemasangan Sika Carbodur Plat adalah sebagai berikut :

1. Ketika mulai membuka dan memotong gulungan dari Sika Carbodur harus selalu berhati - hati agar plat Sika Carbodur tidak sampai sobek, mengingat pelat Sika Carbodur sangat rentan sobek jika pelat terkena benda tajam

2. Bersihkan permukaan beton maupun pelat dari Sika Carbodur sampai tidak ada debu atau carbon yang masih menempel, buat permukaan beton serata mungkin.
3. Pasangkan Sikadur -30 ke pelat Sika Carbodur setebal minimal 2 mm menggunakan spatula
4. Pasangkan juga Sikadur -30 ke permukaan beton yang sudah dipersiapkan, menggunakan roller, tekan plat Sika Carbodur ke dalam substrat sampai pada kerataan maksimum



Gambar 2.21. Pemasangan Pelat Sika Carbodur

5. Setelah itu bersihkan sisa Sikadur -30 di sekeliling pelat Sika Carbodur
6. Apabila diperlukan lebih dari satu pelat yang dipasang pada satu permukaan secara berdampingan harus direkatkan menggunakan Sikadur -330



Gambar 2.22. Roller untuk perataan Sika Carbodur

7. Pasangan pelat Sika Carbodur harus dibiarkan paling tidak selama 24 jam dari seluruh getaran yang kemungkinan terjadi, kekuatan pelat menggunakan Sikadur -30 dapat tercapai maksimum pada umur 7 hari 20°C

Perkuatan dengan menggunakan CFRP mengacu pada peraturan ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, aspek perkuatan yang direncanakan pada proyek akhir terapan ini adalah sebagai berikut :

2.5.2 Perkuatan Lentur CFRP

Kekuatan nominal lentur seperti biasa harus memenuhi persamaan dasar sesuai SNI 2847:2013 :

$$\phi Mu \geq Mn$$

Karena pada perhitungan momen ditambahkan CFRP, maka digunakan faktor reduksi untuk CFRP yaitu $\psi_f = 0,85$ dengan momen yang terjadi pada CFRP

dinyatakan sebagai M_{nf} , dengan persamaan sebagai berikut :

$$M_{nf} = A_f * f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)$$

Sehingga perhitungan momen nominal akibat penambahan CFRP :

$$M_n = \phi (M_{ns} + \psi_f M_{nf})$$

Beton mengalami keruntuhan apabila regangannya mencapai batas ultimate ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$). Begitu pula pada CFRP, pelat CFRP mengalami keruntuhan juga apabila regangannya mencapai batas ultimate ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$), untuk itu CFRP harus didesain runtuh sebelum beton mencapai regangan ultimatanya. Untuk mencegah crack yang menyebabkan keruntuhan, maka direncanakan regangan pada CFRP desain ϵ_{fd} dengan persamaan sebagai berikut :

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f_c'}{n E_f t_f}} > 0.9 * \epsilon_{fu}$$

Dimana :

M_{ns} = Momen nominal tulangan

M_{nf} = Momen nominal *FRP*

A_f = Luasan *FRP*

f_{fe} = Tegangan efektif *FRP*

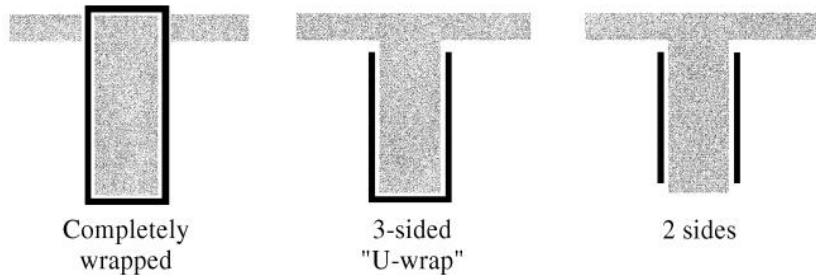
d_f = Tinggi efektif *FRP*

2.5.3 Perkuatan Geser CFRP

Kekuatan nominal geser seperti biasa harus memenuhi persamaan dasar sesuai SNI 2847:2013 :

$$\phi V_u \geq V_n$$

Karena pada perhitungan momen ditambahkan CFRP, maka digunakan faktor reduksi untuk CFRP yaitu ψ_f yang bervariasi sesuai dengan desain pemasangan CFRP, desain pemasangan CFRP untuk perkuatan geser dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.23. Desain Pemasangan Perkuatan Geser CFRP

(Sumber : ACI 440.2R-17)

- Complete wrap (4 sisi) - $\psi_f = 0,95$
- U wrap (3 sisi) - $\psi_f = 0,85$
- sisi - $\psi_f = 0,85$

Maka dari itu desain perkuatan geser pada penampang beton bertulang dijabarkan dalam perumusan geser nominal sebagai berikut :

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c + \psi_f V_f)$$

Dan geser rencana pada perkuatan CFRP sendiri dirumuskan dengan persamaan berikut ini :

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_{fv}}$$

Dimana :

V_s	= Geser pada tulangan
V_c	= Geser pada beton
V_f	= Geser pada CFRP
ψ_f	= Faktor Reduksi <i>FRP</i>
d_f	= Tinggi efektif <i>FRP</i>

B. SIKAWrap

SikaWrap®-231 C adalah serat fiber karbon tenun dengan kekuatan tinggi, didesain untuk pemasangan dalam kondisi kering (*dry*) atau dalam kondisi basah (*wet*). berbentuk serat yang tebalnya 0,167 mm. Perekat epoxy menggunakan SIKADUR 330. Cara pemasangan yaitu dengan mengoleskan epoxy ke permukaan beton yang sudah dikasarkan, SIKAWrap ditempel di permukaan beton dan di tekan dengan rol, sehingga epoxy masuk ke dalam serat dan menjadi komposit.



Gambar 2.24. Contoh Pemasangan SikaWrap
(Sumber : www.structurmag.org)

Metode pemasangan Sika Carbodur Plat adalah sebagai berikut :

1. Pastikan permukaan beton yang akan dilapisi Sika Wrap bersih dan rata

2. Jika terdapat retak pada beton, lakukan injeksi terlebih dahulu, jika crack lebih lebar dari 0,25 mm harus di lapisi juga dengan metode injeksi epoxy
3. Gunting fabric Sika menggunakan pisau atau gunting fabric, sisakan untuk keperluan overlaps
4. Lapiskan resin Sikadur -330 menggunakan trowel atau roller



Gambar 2.25. Pemasangan resin Sikadur -330

5. Pasang Sika Wrap ke bagian yang sudah dilapisi dengan Sikadur -330 lalu ratakan menggunakan roller secara satu arah, sisakan minimal 100 mm untuk keperluan overlap



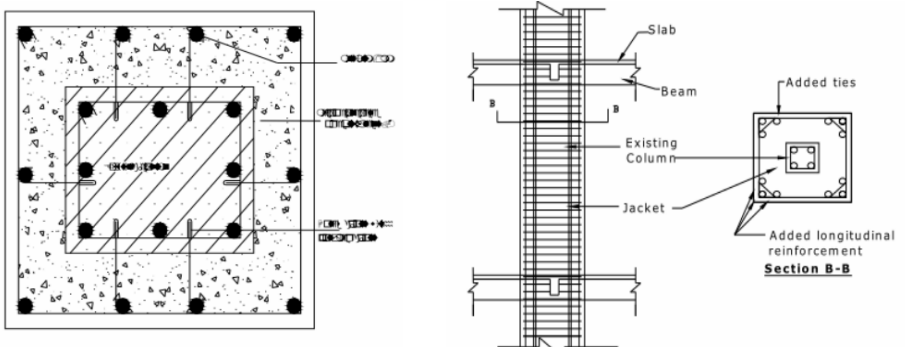
Gambar 2.26. Pemasangan Sika Wrap

6. Lakukan pelapisan menggunakan lapisan coating untuk menutup bagian yang telah terpasang Sika Wrap
7. Lakukan pelapisan menggunakan plesteran sebagai finishing akhir untuk menambah kekuatan dari pasangan Sika Wrap

2.6 Perkuatan Struktur dengan *Concrete Jacketing*

Concrete Jacketing adalah salah satu teknik yang digunakan untuk kebutuhan perkuatan beton bertulang. Inti dari *Concrete Jacketing* adalah memperbesar penampang melintang beton bertulang yang telah ada dengan menambahkan lapisan beton tambahan yang baru dengan tambahan tulangan juga. Menurut (Soenaryo & H, 2009) terdapat beberapa keuntungan dari penggunaan metode *Concrete Jacketing*, di antaranya :

1. Memberikan peningkatan dan penambahan kapasitas dan batas kekuatan serta menambah daktilitas dari beton eksisting
2. Dapat mengurangi resiko terjadinya kegagalan yang bersifat getas, yaitu kegagalan geser langsung (direct shear)



Gambar 2.27. Detail Contoh *Concrete Jacketing*

(Sumber : Waghmare, 2011)

Keuntungan lain menurut (Waghmare, 2011) juga disebutkan bahwa menggunakan *Concrete Jacketing* dalam kasus perkuatan struktur beton pada kolom juga dapat mengurangi perlunya perkuatan dalam kapasitas yang besar pada pondasi. Dalam merencanakan perkuatan diberikan variabel dan batas sebagai berikut :

Tabel 2.14. Variabel dan Batasan Concrete Jacket

Properties of jackets	<ul style="list-style-type: none"> • Match with the concrete of the existing structure. • Compressive strength greater than that of the existing structures by 5 N/mm² or at least equal to that of the existing structure.
Minimum width of jacket	<ul style="list-style-type: none"> • 10 cm for concrete cast-in-place and 4 cm for shotcrete. • If possible, four-sided jacket should be used. • A monolithic behaviour of the composite column should be assured. • Narrow gap should be provided to prevent any possible increase in flexural capacity.
Minimum area of longitudinal reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> • $3A_f$, where, A is the area of contact in cm² and f_c is in kg/cm² • Spacing should not exceed six times of the width of the new elements (the jacket in the case) up to the limit of 60 cm. • Percentage of steel in the jacket with respect to the jacket area should be limited between 0.01 and 0.04. • At least, 12 mm bar should be used at every corner for a four sided jacket.
Minimum area of transverse reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> • Designed and spaced as per earthquake design practice. • Minimum bar diameter used for ties is not less than 10 mm or 1/3 of the diameter of the biggest longitudinal bar. • The ties should have 135-degree hooks with 10bar diameter anchorage.
	<ul style="list-style-type: none"> • Due to the difficulty of manufacturing 135-degree hooks on the field, ties made up of multiple pieces, can be used.
Shear stress in the interface	<ul style="list-style-type: none"> • Provide adequate shear transfer mechanism to assured monolithic behaviour. • A relative movement between both concrete interfaces (between the jacket and the existing element) should be prevented. • Chipping the concrete cover of the original member and roughening its surface may improve the bond between the old and the new concrete. • For four-sided jacket, the ties should be used to confine and for shear reinforcement to the composite element.
Connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Connectors should be anchored in both the concrete such that it may develop at least 80% of their yielding stress. • Distributed uniformly around the interface, avoiding concentration in specific locations. • It is better to use reinforced bars (rebar) anchored with epoxy resins or grouts.

(Sumber : Waghmare, 2011)

2.6.1 Desain Concrete Jacketing

Desain dari perkuatan *Concrete Jacketing* mengacu pada standarisasi IS 15988: 2013 tentang evaluasi dan perkuatan gempa pada bangunan eksisting, menurut pasal 8.5.1 kekuatan total setelah adanya perkuatan *Concrete Jacketing* adalah sebagai berikut :

$$P_u = 0,4 * f_{ck} * A_c + 0,67 * f_y * A_{sc}$$

Dimana :

$$f_{ck} = \text{Mutu Beton Eksisting (MPa)}$$

A_c	= Luas Penampang (setelah ditambah jacketing) (mm ²)
A_{sc}	= Luas Tulangan (setelah ditambah jacketing) (mm ²)
f_y	= Mutu Besi Tulangan (MPa)

Kemudian untuk desain tulangan pengikat (sengkang) mengacu pada IS 15988:2013 pasal 8.5.1.2 di mana disebutkan bahwa spasi antar sengkang disyaratkan minimal mengikuti persamaan berikut :

$$s = \frac{f_y * d_h^2}{\sqrt{f_{ck} * t_j}}$$

Dimana :

f_y	= Mutu Besi Tulangan (MPa)
d_h	= Diameter Sengkang (mm)
t_j	= Tebal <i>Jacketing</i> (mm)

Dengan ketentuan tambahan sebagai berikut :

1. Diameter sengkang minimal 1/3 tulangan longitudinal kolom
2. Tebal minimal (t_j) adalah 100 mm
3. Mutu beton minimal 5 MPa lebih tinggi dari eksisting

2.6.2 Transfer Geser

Transfer geser untuk menggabungkan gaya pada beton lama dan beton baru, menggunakan *Chemical Anchor*. Yaitu sebuah sistem pengankuran dengan menggunakan bahan kimia, adapun salah satu kegunaannya adalah menyatukan gaya yang terjadi pada beton yang tidak dicor dalam waktu yang bersamaan.

Dalam pengevaluasiannya mengacu pada SNI 2847-2013 pasal lampiran D sebagai berikut :

- a. Desain kekuatan angkur harus didasarkan pada salah satu dari perhitungan menggunakan model desain yang memenuhi persyaratan dari D.4.2, atau pada evaluasi uji menggunakan fraktil 5 persen dari hasil uji yang sesuai untuk berikut ini:
 1. Kekuatan baja angkur dalam kondisi tarik (D.5.1);
 2. Kekuatan jebol (breakout) beton angkur dalam kondisi tarik (D.5.2);
 3. Kekuatan cabut (pullout) angkur ekspansi atau bertakik pasca pasang dalam kondisi tarik (D.5.3);
 4. Kekuatan ambrol (blowout) muka samping beton angkur berkepala dalam kondisi tarik (D.5.4);
 5. Kekuatan lekatan angkur adesif dalam kondisi tarik (D.5.5);



Gambar 2.28. Ilustrasi *Chemical Anchor*

(Sumber : <https://fasteningbetonindonesia.simdif.com/>)

Di mana untuk perhitungan pada *chemical anchor* digunakan control cabut (pullout) yang dievaluasi terhadap beban tarik yang terjadi. Kontrol kekuatan cabut mengacu pada SNI 2847-2013 pasal D.5.2 sebagai berikut :

- a. Nominal kapasitas cabut yang telah direduksi didasari pada pasal D.5.3.6 sebagai berikut :

$$Np_n = \Psi_c * Np$$

Di mana :

Np_n = Nominal cabut angkur yang telah direduksi

Ψ_c = Faktor reduksi beton yang belum retak

Np = Kapasitas nominal cabut angkur

- b. Nominal kapasitas cabut didasari pada pasal D.5.3.6 sebagai berikut :

$$Np = \Psi_c * A_{brg} * f_c'$$

Di mana :

Np = Nominal cabut angkur yang telah

A_{brg} = Luas angkur yang menerima gaya

- c. Namun kapasitas nominal angkur tidak boleh diambil lebih kecil dari nilai minimalnya yang disebutkan pada SNI 2847 – 2013 pasal D.5.3.5 di mana

$$Np = 0,9 * f_c' * e_h * d_a$$

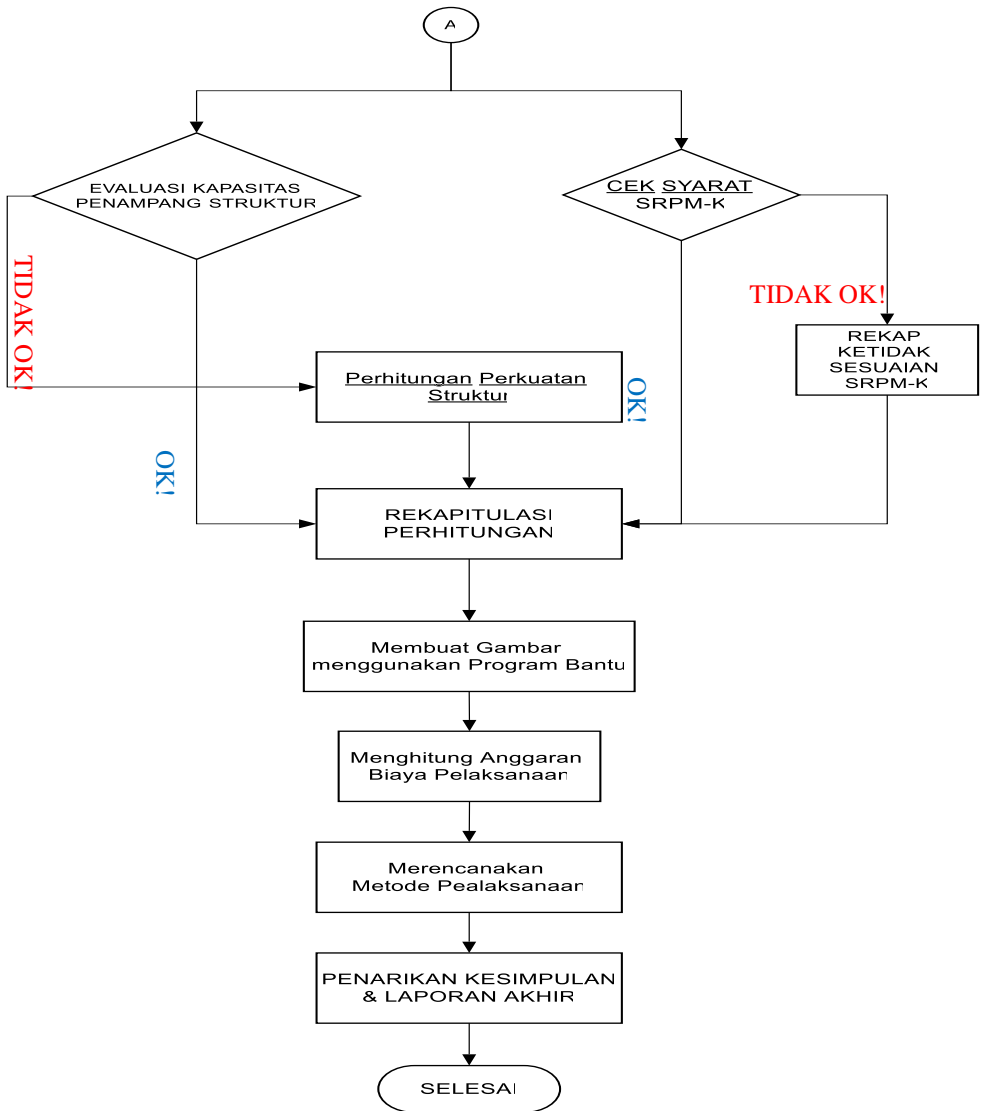
- d. Kemudian dikontrol kapasitas cabutnya terhadap beban yang terjadi di mana berdasarkan SNI 2847-2013 pasal D.4.1.1 dan D.4.1.2 untuk *chemical anchor* disebutkan bahwa :

$$0,55\phi Np_n > N_u$$

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alur Metodologi





Gambar 3.1. Flowchart Metodologi

3.2 Pengumpulan Data

Data yang dibutuhkan adalah data detail gambar dan spesifikasi teknis struktural dan arsitektural, data ini nantinya akan digunakan sebagai dan gambar potongan. Gambar struktur berupa gambar denah perletakan kolom dan denah pembalokan tiap lantai. Secara umum untuk penelitian tugas akhir ini, data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut :

1. Gambar shop drawing Struktural

1. Gambar denah pembalokan
2. Gambar detail tulangan kolom
3. Gambar detail tulangan balok
4. Gambar detail tulangan pondasi

3. Gambar shop drawing Arsitektural

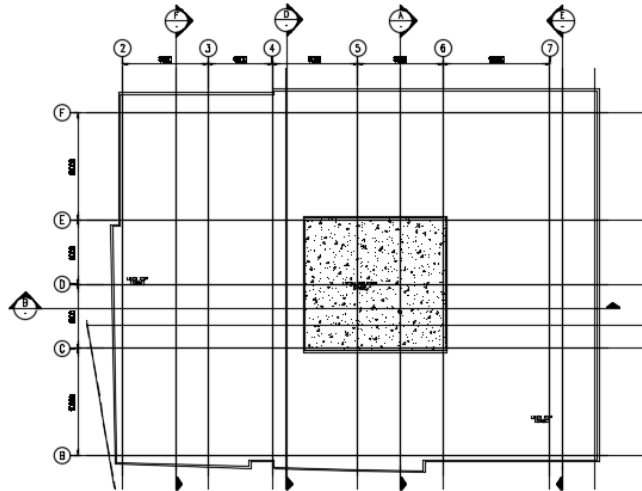
1. Gambar denah lantai basement – lantai 8
2. Gambar potongan lantai basement – lantai 8
3. Gambar tampak 4 sisi

4. Spesifikasi Teknis Struktural

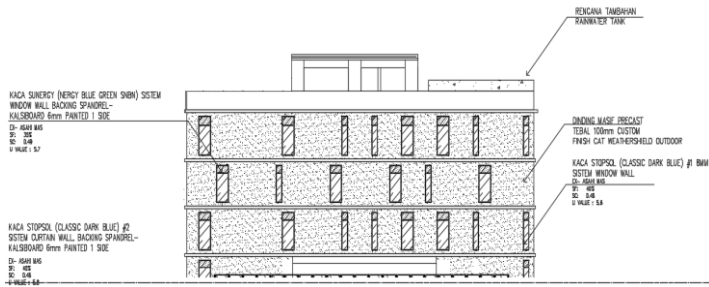
1. Spesifikasi Mutu Beton
2. Spesifikasi Mutu Tulangan

3.3 Perencanaan Tangki Air

Perencanaan tangki air beton mengacu pada SNI 2847-2013, namun pada perhitungannya momen rencana yang ditahan oleh dinding tangki air adalah dinding menggunakan momen crack (M_{cr}) untuk mencegah terjadinya crack pada dinding sedikitpun, berikut adalah desain dari tangki air beton rencana yang ditempatkan pada lantai atap



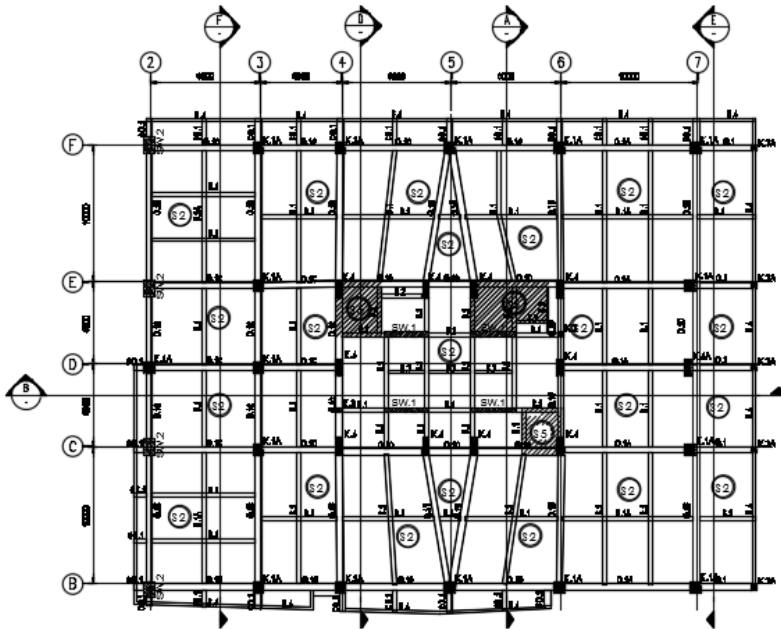
Gambar 3.2. Rencana Tangki Air



Gambar 3.3. Tampak Tangki Air Rencana

Tangki air direncanakan memiliki dimensi 32 m x 14 m dengan tinggi 2 m

$$\begin{aligned} \text{Vol.} &= 32 \text{ m} * 14 \text{ m} * 2 \text{ m} \\ &= 896 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

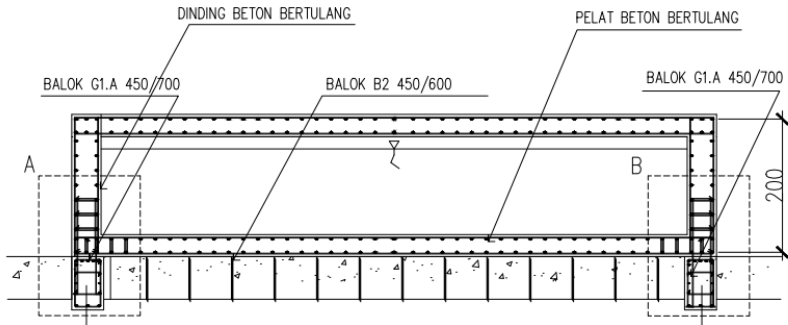


Gambar 3.4. Tampak Tangki Air Rencana

Beban akibat air maka dapat dihitung sebagai beban merata luasan :

$$\rho_{\text{air}} = 9,80 \text{ KN/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_{\text{air}} &= \rho_{\text{air}} * h \text{ tangki air} \\ &= 9,80 \text{ KN/m}^3 * 2 \text{ m} \\ &= 19.6 \text{ KN/ m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 3.5. Potongan Tangki Air Rencana

Kemudian beban tekanan hidrostatis pada dinding dengan jarak $1/3$ dari ketinggian dinding dirumuskan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W_{\text{dinding}} &= \frac{1}{2} \rho_{\text{air}} * h_{\text{tangki air}} \\
 &= \frac{1}{2} * 9,80 \text{ KN/m}^3 * (2 \text{ m}) \\
 &= 9,80 \text{ KN/ m}^2
 \end{aligned}$$

3.4 Control Kekuatan Tangki Air

Sebelum dilakukan permodelan total pada struktur eksisting, dipastikan dulu kekuatan dari tangki air rencana, *control* yang digunakan kekuatan tangki air menggunakan beban hidrostatis dan hidrodinamik seperti yang dijelaskan pada bab 2.2 yang terdiri dari :

1. Menghitung Inersia Efektif (I_e)

2. Preliminary Beton dan Tulangan

Untuk mengontrol retak ekuivalen, yang perlu diperhatikan adalah tebal selimut beton, selimut beton minimum untuk mengontrol retak ekuivalen harus disesuaikan dengan SNI 2847 – 2013 pasal 10.6.4 yang mana diambil spasi maksimum sebagai berikut :

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 c_c$$

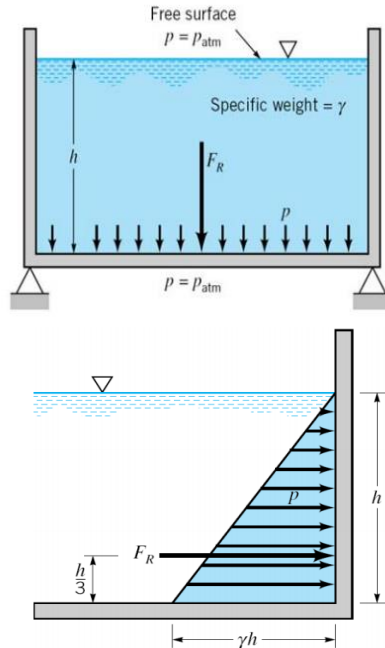
Di mana :

f_s = Tegangan tulangan terfaktor (MPa)

c_c = jarak terkecil dari permukaan tulangan ke serat tarik (mm)

3. Control Hidrostatik

Tekanan hidrostatik dihitung menggunakan persamaan dasar archimedes sebagai berikut :



$$p = \rho * g * h$$

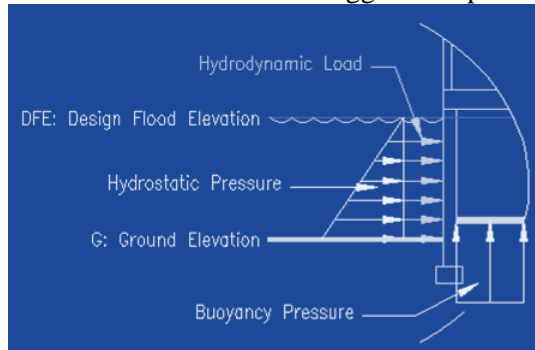
Di mana :

ρ = Massa jenis air (1000 kg/m³)

g = Koefisien Gravitasi (9,8 m/s²)
 h = Kedalaman air (m)

4. Control Hidrodinamik

Dan tekanan hidrodinamik menggunakan persamaan



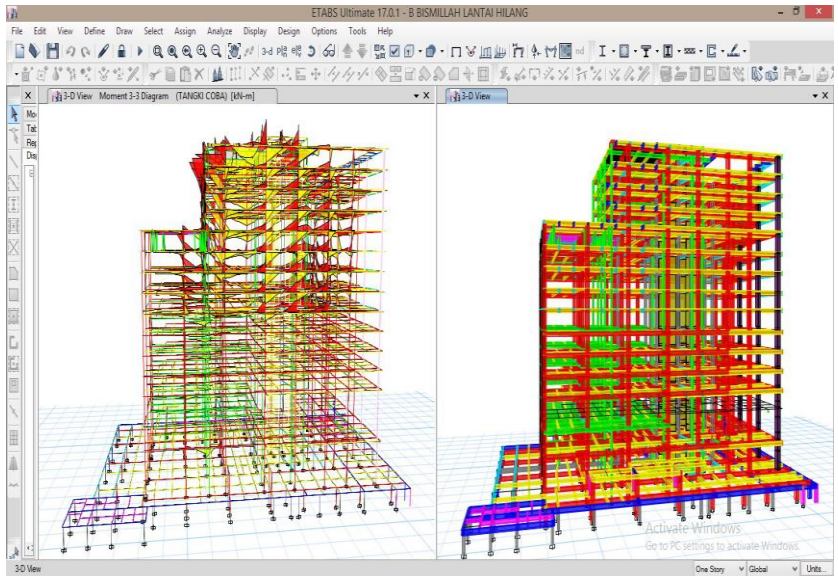
$$F_{Rdinamik} = \gamma * d_h * A$$

Di mana :

d_h = Tinggi Ekuivalen (m)

A = Luasan Dinding (m²)

3.6 Analisis Struktur



Gambar 3.6. Contoh Proses dan Output dari ETABS

(Sumber : Dokumen Pribadi)

Analisa gaya dalam dilakukan dengan alat bantu program ETABS. Gaya-gaya dalam hasil output ETABS kemudian dikoreksi dengan perhitungan manual. Struktur bangunan yang dianalisis adalah struktur atas (pelat, kolom, balok, tangga dan atap). Kombinasi beban yang digunakan pada permodelan struktur dengan tambahan tangki air adalah sebagai berikut :

1. $U = 1,4D + 1,4F$
2. $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r/S/R) + 1,2F$
3. $U = 1,2D + 1,6(L_r/S/R) + (L/0,5W) + 1,2F$
4. $U = 1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r/S/R) + 1,2F$
5. $U = 1,2D + 1,0E + L + 0,2S + 1,2F$
6. $U = 0,9D + 1,0W$
7. $U = 0,9D + 1,0E + 0,9F$

3.7 Perhitungan Kapasitas Penampang

Perhitungan kapasitas penampang mengacu pada subbab 2.3 sesuai dengan SNI 2847:2013 dengan menggunakan program bantu SP-Column untuk perhitungan kolom beton bertulang, kemudian pada pondasi dihitung kapasitasnya terakhir setelah kolom, balok dan pelat pada struktur atas selesai dilakukan perhitungan kapasitasnya.

3.8 Evaluasi Struktur

Proses Evaluasi Struktur dilakukan dalam 2 tahap yang berjalan bersamaan yaitu tahap evaluasi kekuatan nominal struktur dan evaluasi syarat SRPM-K, secara detail dijelaskan sebagai berikut :

3.6.1 Evaluasi Kekuatan Nominal Struktur

Evaluasi manual dilakukan menggunakan hasil output gaya dalam keseluruhan menggunakan program bantu ETABS dan perhitungan kapasitas manual, perhitungan kapasitas manual yang mengacu pada SNI 2847 – 2013 tentang persyaratan struktural dari segi lentur, geser, tekan dan hubungan balok strukturnya akan dilakukan tahapan perkuatan struktur. dan jika terdapat hasil yang tidak memenuhi di mana kapasitas nominalnya kurang dari gaya dalam ultimate yang terjadi (TIDAK OK!) maka penampang tersebut akan diperkuat.

3.6.2 Evaluasi Syarat SRPM-K

Selanjutnya struktur eksisting ditinjau berdasarkan syarat SRPM-K seperti yang dijelaskan pada subbab 2.3.3 sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5 tentang syarat rangka pemikul momen khusus, dan apabila ditemukan terdapat penampang yang tidak sesuai dengan standard SRPM-K seperti yang disyaratkan, maka penampang tersebut tidak akan diperkuat tetapi akan ditandai sebagai catatan bahwa penampang tersebut tidak memenuhi syarat SRPM-K.

3.9 Perkuatan Struktur

Selanjutnya dari momen ultimate yang didapat dari perhitungan ETABS, dilanjutkan dengan perhitungan perkuatan struktur akibat adanya tambahan lantai, perkuatan yang dila struktur eksisting menggunakan CFRP Sika CarboDur dan SIKAWrap dan *Concrete Jacketing* sesuai

3.10 Gambar Teknik

Hasil dari kesimpulan perhitungan struktur di atas dituangkan dalam gambar teknik (shop drawing). Hasil akhir dari keseluruhan prosesi tugas akhir nantinya berupa gambar detail perkuatan struktur dan gambar detail penulangan untuk struktur. Untuk mempermudah dalam penggambaran, digunakan aplikasi AutoCAD 2016.

3.11 Rencana Anggaran Biaya

Selanjutnya dihitung volume dari tangki air beserta perkuatannya kemudian dihitung Rencana Anggaran Biaya (RAB) pekerjaannya yang mengacu pada HSPK Jakarta terbaru tahun 2019

3.12 Metode Pelaksanaan

Selanjutnya direncanakan metode pelaksanaan yang sesuai dengan kondisi eksisting bangunan yang telah berdiri beserta perkuatan struktur total, mengingat bangunan merupakan fasilitas umum yang vital dan beresiko tinggi pengguna di dalamnya, maka tidak bisa konstruksi dilakukan secara kasar, maka metode pelaksanaan di sini sangatlah penting untuk direncanakan, untuk itu metode pelaksanaan yang akan dibahas pada penelitian tugas besar ini adalah:

1. Metode Pelaksanaan Pemasangan CFRP
2. Metode Pelaksanaan Perbesaran Dimensi Beton
3. Metode Pelaksanaan Pembobokan Balok & Pelat Eksisting
4. Metode Pelaksanaan Dinding Tangki Air Beton
5. Metode Pelaksanaan Penutup Tangki Air Beton
6. Metode Pelaksanaan Pemasangan Waterproofing

BAB IV

IDENTIFIKASI BEBAN DAN PERMODELAN

4.1 Identifikasi Beban Mati dan Beban Hidup

4.1.1 Beban Mati

Beban mati mengacu pada peraturan ASCE 16 tabel C3.1. Dengan detail berdasarkan tipe penggunaannya pada struktur yaitu :

1. Beban mati struktur (dead load)
Berat sendiri = 24,0 kN/m³

2. Berat mati tambahan (super dead load)
 - a. Superdead pada Lantai Kantor
Beban kramik dan spesi = 1,10 kN/m²
MEP = 0,9 kN/m²
Plafon + Penggantung = 0,79 kg/m² +
= 2,79 kN/m²

 - b. Beban mati tambahan lantai atap
MEP = 0,9 kN/m²
Plafon + Penggantung = 0,79 kg/m² +
= 1,69 kN/m²

 - c. Beban mati tambahan dinding
Jendela *Curtain Wall* = 90 kg/m²
Bata Ringan Citicon™ = 2,2 kg/m²
Dinding Precast t = 25 cm = 2,2 kg/m² +
= 94,4 kg/m²

4.1.2 Beban Hidup

Beban hidup mengacu pada peraturan SNI 1726 – 2012 tentang bangunan hidup untuk bangunan gedung tabel 4-1. Sebagai berikut :

1. Beban Gedung Kantor

Beban Gedung Kantor	= 2,4 kN/m ²
Beban Lantai Taman (Lt. 12)	= 4,79 kN/m ²
Beban Lantai Parkir	= 3,49 kN/m ²
	<u>10,68 kN/m²</u>

2. <u>Beban Atap</u>	
Beban Atap	= 0,96 kN/m ²

4.2 Kontrol Model pada ETABS

Untuk memastikan model bangunan yang kita buat pada aplikasi ETABS sudah sesuai dengan model bangunan sebenarnya, dilakukan kontrol berat untuk membandingkan berat manual dan berat pada ETABS, berikut adalah rekapitulasinya :

Tabel 4.1. Perhitungan Berat Struktur

<i>Rekapitulasi Perhitungan Berat Struktur</i>			
LANTAI	Manual	Manual	ETABS
	(Kg)	(kN)	(kN)
LMR	7855902.966	7855.902966	12723.9785
TANGKI	9427083.559	9427.083559	9088.556072
LANTAI 16	15711805.93	15711.80593	15147.59345
LANTAI 15	10474537.29	10474.53729	10098.39564
LANTAI 14	10474537.29	10474.53729	10098.39564
LANTAI 13	10474537.29	10474.53729	10098.39564
LANTAI 12	14963624.7	14963.6247	14426.27948
LANTAI 11	15751183.89	15751.18389	15185.55735
LANTAI 10	15751183.89	15751.18389	15185.55735
LANTAI 9	15751183.89	15751.18389	15185.55735
LANTAI 8	15751183.89	15751.18389	15185.55735
LANTAI P7	9537414.099	9537.414099	10030.82687
LANTAI 7	15895690.17	15895.69017	16718.04479
LANTAI P6	9537414.099	9537.414099	10030.82687
LANTAI 6	15895690.17	15895.69017	16718.04479
LANTAI P5	9537414.099	9537.414099	10030.82687
LANTAI 5	15895690.17	15895.69017	16718.04479
LANTAI P4	9537414.099	9537.414099	10030.82687

LANTAI 4	15895690.17	15895.69017	16718.04479
LANTAI P3	9537414.099	9537.414099	10030.82687
LANTAI 3	15895690.17	15895.69017	16718.04479
LANTAI P2	9537414.099	9537.414099	10030.82687
LANTAI 2	15895690.17	15895.69017	16718.04479
MEZZANIN	8525870.18	8525.87018	12399.21655
GF	14450627.42	14450.62742	13931.70399
BASEMENT	700925.73	700.92573	719.52573
TOTAL	318662813.5	318662.8135	329967.5

Cek persyaratan:

$$\frac{W_t \text{ manual} - W_t \text{ ETABS}}{W_t \text{ manual}} < 5\%$$

$$\frac{31.8662,81 - 329.667,59}{318.662,81} < 5\%$$

$$3,52 \% < 5 \% \dots \text{(OK!)}$$

Dari perhitungan di atas, didapatkan selisih abantara perhitungan manual dengan perhitungan program bantu sebesar 3,52%, hal tersebut masih dalam toleransi dari berat maksimum sebesar 5%.

4.3 Perhitungan Gaya Gempa

1. Penentuan Jenis Tanah

Didapat data :

- Lokasi : Cawang, Jakarta Timur
- Jenis : Gedung Perkantoran
- Kategori : II (SNI 1726-2012)
- Faktor Reduksi : 7 (Dual System)

Tabel 4.2. Perhitungan Hasil N-SPT

Data Tanah			
Kedalaman (m)	TIPE TANAH	N- SPT	di/Ni
1	LEMPUNG	0	0
2		5	0.2
3		9	0.111111111
4		4	0.25
5		5	0.2
6		7	0.142857143
7		8	0.125
8		9	0.111111111
9		10	0.1
10		7	0.142857143
11		9	0.111111111
12		10	0.1
13	LANAU BER-PASIR	8	0.125
14		16	0.0625
15		17	0.058823529
16		19	0.052631579
17		20	0.05
18		23	0.043478261
19	PA SIR	38	0.026315789

Data Tanah			
Kedalaman	TIPE TANAH	N- SPT	di/Ni
(m)			
20		44	0.022727273
21		38	0.026315789
22		34	0.029411765
23	LEMPUNG	25	0.04
24		22	0.045454545
25		27	0.037037037
26		30	0.033333333
27		36	0.027777778
28		25	0.04
29	LANA U BER- PASIR	38	0.026315789
30		50	0.02

Dari hasil boring log, maka hasil N-SPT adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{N-SPT} &= \frac{\sum N}{\sum di/ni} \\
 &= \frac{30}{2,361} \\
 &= 12,71
 \end{aligned}$$

Klasifikasi tanah berdasarkan SNI 1726-2012 adalah kategori **Tanah Lunak (SE)**

2. Penentuan Koefisien Situs Tanah

Dari peta gempa terbaru tahun 2017, untuk provinsi DKI Jakarta didapati nilai parameter percepatan respon spektrum desain sebagai berikut :

- a. $S_s = 0,9$
- b. $S_1 = 0,35$

Maka didapati variabel koefisien situs :

a. Koefisien Situs Periode Pendek (Fa)

$$Fa = 1,2 + \frac{(1,1-1,2)}{(1,0-0,75)} * (1,0 - 0,9)$$

$$Fa = 1,16$$

Interpolasi Fa	
Ss	Fa
0.75	1.2
0.9	1.16
1.0	1.1

b. Koefisien Situs Periode Panjang (Fv)

$$Fv = 1,8 + \frac{(1,6-1,8)}{(0,4-0,3)} * (0,4 - 0,35)$$

$$Fv = 1,7$$

Interpolasi Fv	
S1	fv
0.3	1.8
0.35	1.7
0.4	1.6

Kemudian dicari nilai S_{ms} dan S_{ml}

$$\begin{aligned} S_{ms} &= Fa * S_s \\ &= 1,16 * 0,9 \\ &= 1,044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ml} &= Fv * S_1 \\ &= 1,7 * 0,35 \\ &= 0,595 \end{aligned}$$

Selanjutnya dicari parameter Spektral Desain sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 6.3 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_{ml} &= Fv * S_1 \\ &= 1,7 * 0,35 \\ &= 0,595 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} * S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} * 0,696 \\ &= 0,696 \end{aligned}$$

3. Penentuan Respon Spektrum Desain

Periode Fundamental Pendekatan sesuai dengan SNI 172-2012 pasal 7.8.2.1 :

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD_1}{SD_S} & T_0 &= 0,22 * \frac{SD_1}{SD_S} \\ &= \frac{0,35}{0,9} & &= 0,22 * \frac{0,35}{0,9} \\ &= 0,569 \text{ detik} & &= 0,125 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{a-0} &= S_{DS} * (0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right)) \\ &= 0,696 * (0,4 + 0,6 \left(\frac{0}{0,125} \right)) \\ &= 0,28 \text{ detik} \end{aligned}$$

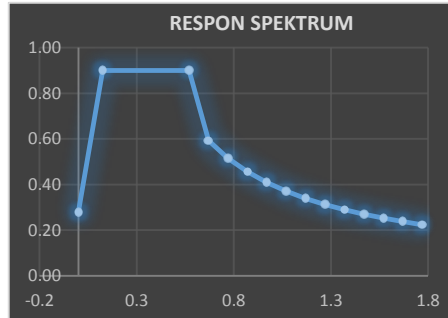
$$\begin{aligned} S_{a-1} &= SD_1 \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

Dan sebagai kontrol digunakan periode Fundamental Struktur, menggunakan $C_u = 1,4$ untuk SDs 0,3 – 0,4 (sesuai dengan tabel 14 SNI 1726-2012)

T (sec)	Sa (g)
0	0.28
0.13	0.90
0.57	0.90
0.67	0.59
0.77	0.52
0.87	0.46
0.97	0.41
1.07	0.37
1.17	0.34
1.27	0.31
1.37	0.29
1.47	0.27
1.57	0.25
1.67	0.24
1.77	0.22

$$\begin{aligned}
 T &= T_a * C_u \\
 &= 1,974 * 1,4 \\
 &= 2,764 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.3. *Plotting* Pembuatan Grafik Spektrum



Gambar 4.1. *Grafik Respon Spektrum*

Selanjutnya dilakukan *plotting* gambar untuk menghasilkan grafik spektrum seperti yang ada pada gambar di atas, selanjutnya dilakukan perhitungan koefisien dasar spektrum.

4. Perhitungan Koefisien Dasar Seismik

Perhitungan Koefisien Dasar Seismik mengacu pada SNI 1726-2012 pasal 7.8.1.1 dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,397}{2,764\left(\frac{2}{2}\right)} \\
 &= 0,054
 \end{aligned}$$

Selanjutnya koefisien dasar seismik dikontrol batasannya :

- a. C_s maksimum

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ maks}} &= \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,696}{\left(\frac{2}{2}\right)} \\
 &= 0,031
 \end{aligned}$$

b. C_s minimum

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ min}} &= 0,044 * SD_s * I \geq 0,01 \\
 &= 0,044 * 0,696 * 1 \geq 0,01 \\
 &= 0,019
 \end{aligned}$$

Kontrol C_s !

$$C_{s \text{ min}} < C_s < C_{s \text{ maks}} \\
 0,019 < 0,054 < 0,031 \text{ (Tidak OK!)}$$

Maka diambil $C_s = C_{s \text{ maks}} = \mathbf{0,031}$.

4.4 Kontrol Gaya Gaya Gempa

4.4.1 Kontrol Gaya Geser Dasar

Dari SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 disebutkan bahwa apabila perioda fundamental yang dihitung melebihi $(C_u)(T_a)$, maka $(C_u)(T_a)$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Maka besar gaya lateral yang terjadi akibat respon spektrum harus lebih kecil 85 persen dari geser statik ekuivalen.

c. Perhitungan Statik Ekuivalen

Dari permodelan menggunakan ETABS dengan kombinasi sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.7.2 di mana disebutkan bahwa berat seismik efektif dihitung menggunakan 100% beban mati dan beban air (*flood*) dan 25% dari beban hidup, maka didapati berat struktur efektif pada tabel berikut :

Tabel 4.4. *Output Base Reaction Kombinasi Beban Berat Efektif*

Dari perhitungan sebelumnya, berat struktur didapat sebesar **329.967,468 KN**.

Dari tabel di atas didapati gaya geser (*base shear statk ekivalen*) sebesar :

$$\begin{aligned} V &= C_s * W_T \\ &= 0,031 * 329.967,468 \\ &= 10.468,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Output Respon Spektrum

Kemudian dari permodelan menggunakan ETABS dengan kombinasi sesuai SNI 1726-2012, dilakukan pengecekan “*Base Reaction*” untuk mendapatkan nilai *base shear* respon spektrum dinamis dengan modal acceleration pada beban gempa pertama :

Tabel 4.5. Output Base Gaya Gempa-1

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Gempa (Ex) Max	7.702,22	4.234,23
Gempa (Ey) Max	4.950,98	7.621,19

Dari data tabel di atas, didapati :

$$\begin{aligned} \text{Gempa arah X} \\ V &= 7.702,22 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa arah Y} \\ V &= 7.621,19 \text{ KN} \end{aligned}$$

e. Kontrol Gaya Geser Dasar 1

Kontrol Gempa Arah X

$$\begin{aligned} \text{Gempa Dinamik X} &> 85\% \text{ Gempa Statik X} \\ 7.702,22 \text{ KN} &> 85\% * 10.468,25 \text{ KN} \\ 7.702,22 \text{ KN} &> 8.913,32 \text{ KN} \text{ (TIDAK OK!)} \end{aligned}$$

Kontrol Gempa Arah Y

$$\begin{aligned} \text{Gempa Dinamik Y} &> 85\% \text{ Gempa Statik Y} \\ 7.621,19 \text{ KN} &> 85\% * 10.468,25 \text{ KN} \\ 7.621,19 \text{ KN} &> 8.913,32 \text{ KN} \text{ (TIDAK OK!)} \end{aligned}$$

Karena Gaya Gempa Dinamik < Gaya Gempa Statik, maka diperlukan faktor perbesaran gempa yang dihitung sebesar :

Gempa Arah X

$$\begin{aligned} FS_x &= \frac{\text{Gempa Statik X}}{\text{Gempa Dinamik X}} \\ &= \frac{8.913,32}{7.702,22} \\ &= 1,36 \end{aligned}$$

Gempa Arah Y

$$\begin{aligned} FS_x &= \frac{\text{Gempa Statik Y}}{\text{Gempa Dinamik Y}} \\ &= \frac{8.913,32}{7.621,19} \\ &= 1,37 \end{aligned}$$

f. Kontrol Gaya Geser Dasar 2

Karena pada perhitungan kontrol base shear yang pertama maka dilakukan analisis ulang dan dihasilkan output *base reaction* baru seperti pada

Tabel 4.6. *Output Base Reaction* Gaya Gempa Baru

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Gempa (Ex) Max	10.468,24	6441.854
Gempa (Ey) Max	6113.9891	10.467,22

Kontrol Gempa Arah X

Gempa Dinamik X > 85% Gempa Statik X
 10.468,24 KN > 85% * 10.468,25 KN
 10.468,24 KN > 8.913,32 KN (**OK!**)

Kontrol Gempa Arah Y

Gempa Dinamik Y > 85% Gempa Statik Y
 10.467,22 KN > 85% * 10.468,25 KN
 10.467,22 KN > 8.913,32 KN (**OK!**)

Karena Gaya Gempa Dinamik > Gaya Gempa Statik,
maka sudah tidak diperlukan faktor perbesaran gempa.

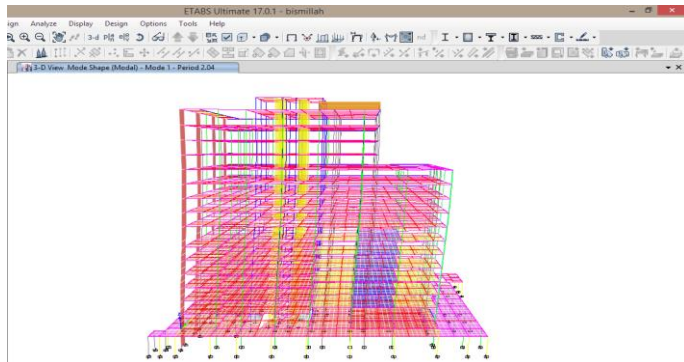
4.4.2 Kontrol Periode Struktur

Periode Fundamental Pendekatan perhitungannya mengacu pada pasal 7.8.2.1

$$\begin{aligned} T_{a \text{ min}} &= C_T * h_n^x \\ &= 0,0046 * 64,25^{0,9} \\ &= 1,974 \text{ detik} \end{aligned}$$

Kemudian sebagai kontrol digunakan periode Struktur, menggunakan $C_u = 1,4$ untuk SDs 0,3 – 0,4 (sesuai dengan tabel 14 SNI 1726-2012)

$$\begin{aligned} T_{\text{maks}} &= T_a * C_u \\ &= 1,974 * 1,4 \\ &= 2,764 \text{ detik} \end{aligned}$$



Gambar 4.2. *Output* Modal Permodelan

Melalui aplikasi ETABS, didapati periode struktur (MODAL)

$T = 2,040$ detik

Kontrol T !

$$T_{a \text{ min}} < T < T_{a \text{ maks}}$$

$$0,061 < 2,066 < 2,764 \text{ (OK!)}$$

Maka diambil $T = 2,040$.

4.4.3 Kontrol Rasio Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726-2013 pasal 7.9.1, kontrol rasio partisipasi ragam sekurang-kurangnya sebesar 90% respon total dari perhitungan respon dinamik. Berikut ini adalah hasil output ETABS untuk rasio partisipasi massa :

Tabel 4.7. *Output Rasio Partisipasi Massa*

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.95	92.38
Modal	Acceleration	UY	99.95	92.46
Modal	Acceleration	UZ	1.56	0.7

4.4.4 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Kontrol simpangan antar lantai bertujuan untuk mencegah kerusakan struktural yang parah akibat beban gempa, apabila semakin jauh simpangan struktural antar lantai, maka semakin besar resiko struktur tersebut mengalami kegagalan pada kondisi beban ultimate, perhitungan simpangan antar lantai mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dengan variabel sebagai berikut :

- g. Nilai perpindahan elastis ($\square e$)
 Nilai ini didapatkan melalui output defleksi dari program ETABS di setiap lantai pada arah x dan arah y pada kombinasi ultimate
- h. Selisih perpindahan elastis antar lantai ($\square xe$)

Nilai ini didapatkan dari selisih lantai dengan lantai ke-n dengan lantai di bawahnya yang kemudian dimasukkan ke dalam rumus perbesaran simpangan.

i. Koefisien perbesaran defleksi (C_d)

Dari tabel 9 SNI 1726-2012

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan			
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5

j. Perbesaran simpangan (Δ_i)

Perhitungan simpangan yang diperbesar mengacu pada SNI pasal 7.8.6 dengan rumusan sebagai berikut :

$$\Delta_i = \frac{C_d(\delta e_{-n} - \delta e_{n-1})}{I_e}$$

Keterangan

- a. $\square e_{-n}$ = Simpangan lantai ke - n
- b. $\square e_{n-1}$ = Simpangan lantai ke - n-1
- c. C_d = Faktor perbesaran defleksi
- d. I_e = Faktor keutamaan

k. Simpangan izin (Δ_a)

Simpangan izin diatur pada tabel 16 pada SNI 1726-2012, karena struktur ini termasuk *dual system* dengan sistem penahan gempa menggunakan dinding geser beton bertulang biasa, maka diambil nilai simpangan izin sebesar 0,020 h_{xx}

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx} ^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

1. Kontrol Simpangan Gempa Arah X

Tabel 4.8. Kontrol Defleksi Arah X

LANTAI	Elevasi	$\square e$	$\square xe$	$\square i$	$\square a$	Ket.
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LMR	3	129.518	2.441	12.205	60	OK
TANGKI	-	-	-	-	-	-
LANTAI 16	3.85	127.077	5.497	27.485	77	OK
LANTAI 15	3.85	121.58	5.574	27.87	77	OK
LANTAI 14	3.85	116.006	6.076	30.38	77	OK
LANTAI 13	3.85	109.93	6.134	30.67	77	OK
LANTAI 12	3.85	103.796	5.656	28.28	77	OK
LANTAI 11	3.85	98.14	5.998	29.99	77	OK
LANTAI 10	3.85	92.142	6.699	33.495	77	OK
LANTAI 9	3.85	85.443	7.664	38.32	77	OK
LANTAI 8	3.85	77.779	14.758	73.79	77	OK
LANTAI P7	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 7	2	63.021	9.479	47.395	77	OK
LANTAI P6	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 6	2	53.542	9.831	49.155	77	OK
LANTAI P5	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 5	2	43.711	10.139	50.695	77	OK
LANTAI P4	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 4	2	33.572	10.194	50.97	77	OK
LANTAI P3	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 3	2	23.378	9.789	48.945	77	OK
LANTAI P2	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 2	2	13.589	9.288	46.44	82	OK
MEZZANIN	2.1	-	-	-	-	-
GF	4.301	4.301	4.301	21.505	182.02	OK
BASEMENT	4.8	-	-	-	-	-

2. Kontrol Simpangan Gempa Arah Y

Tabel 4.9. Kontrol Defleksi Arah Y

LANTAI	Elevasi	$\square e$	$\square xe$	$\square i$	$\square a$	Ket.
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
LMR	3	104.595	8.843	44.215	60	OK
TANGKI	-	-	-	-	-	-
LANTAI 16	3.85	95.752	2.996	14.98	77	OK
LANTAI 15	3.85	92.756	3.362	16.81	77	OK
LANTAI 14	3.85	89.394	3.916	19.58	77	OK
LANTAI 13	3.85	85.478	4.459	22.295	77	OK
LANTAI 12	3.85	81.019	5.068	25.34	77	OK
LANTAI 11	3.85	75.951	5.726	28.63	77	OK
LANTAI 10	3.85	70.225	6.335	31.675	77	OK
LANTAI 9	3.85	63.89	6.927	34.635	77	OK
LANTAI 8	3.85	56.963	-6.058	30.29	77	OK
LANTAI P7	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 7	2	63.021	9.479	47.395	77	OK
LANTAI P6	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 6	2	53.542	9.831	49.155	77	OK
LANTAI P5	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 5	2	43.711	10.139	50.695	77	OK
LANTAI P4	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 4	2	33.572	10.194	50.97	77	OK
LANTAI P3	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 3	2	23.378	9.789	48.945	77	OK
LANTAI P2	1.85	-	-	-	-	-
LANTAI 2	2	13.589	9.288	46.44	82	OK
MEZZANIN	2.1	-	-	-	-	-
GF	4.301	4.301	4.301	21.505	182.02	OK
BASEMENT	4.8	-	-	-	-	-

Contoh perhitungan kontrol simpangan antar lantai pada lantai 16 pada beban gempa yang terjadi pada arah X:

1. Ambil nilai perpindahan elastis dari program ETABS pada sudut terluar yang mengalami perpindahan paling signifikan, dari model didapatkan nilai $\square e_{-16} = 95,752$ mm

2. Kemudian ambil nilai perpindahan elastis dari program ETABS pada lantai di bawahnya, dari model didapatkan nilai $\delta e_{-15} = 92,756 \text{ mm}$
3. Selanjutnya dihitung selisih simpangan (δx_e) yaitu sebesar :

$$\begin{aligned} \delta x_e &= \delta e_{-16} - \delta e_{-15} \\ &= 95,752 - 92,756 \\ &= 2,996 \text{ mm} \end{aligned}$$
4. Selanjutnya dihitung perbesaran simpangan (Δi)

$$\begin{aligned} \Delta i &= \frac{C_d(\delta e_{-n} - \delta e_{n-1})}{I_e} \\ &= \frac{5(2,996)}{1} \\ &= 14,98 \text{ mm} \end{aligned}$$
5. Kemudian dihitung simpangan izinnya (Δa) :

$$\begin{aligned} \Delta a &= 0,002 * h_{xx} \\ &= 0,002 * 3850 \text{ mm} \\ &= 77 \text{ mm} \end{aligned}$$
6. Lalu dikontrol terhadap simpangan izinnya :

$$\begin{aligned} \Delta i &> \Delta a \\ 14,98 \text{ mm} &> 77 \text{ m (OK!)} \end{aligned}$$

Maka simpangan antar lantai sudah sesuai dengan kontrol pada SNI 1726-2012 pasal 7.9.3.

4.4.5 Kontrol Dual System

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.2.5.1 disebutkan bahwa untuk sistem gandan (SRPM + *Shearwall*), sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan 25% gaya gempa desain, Tahanan gaya gempa total harus disediakan kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Maka dari itu dilakukan kontrol perhitungan terhadap beban gempa yang terjadi dan diterima oleh masing – masing sistem struktur, baik SRPM yaitu sebesar 25% dan sisanya 75% diterima oleh dinding geser (*Shearwall*). Dengan demikian besar gaya geser yang diterima pada *shearwall* dapat dicek pada model ETABS di bagian lantai dasar (*GroundFloor*)

a. Gaya yang diterima oleh *Shearwall* SW-1

Tabel 4.10. Gaya gempa yang diterima SW-1

TABLE: Joint Reactions			
Story	Load Case/Combo	FX	FY
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	917.0535	18.0272
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	365.6811	31.3782
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	333.891	29.7431
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	940.1091	23.774
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	334.1662	52.3067
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	169.917	96.959
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	161.6507	90.577
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	292.0097	73.1741
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	391.0526	36.0698
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	342.8016	29.8328
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	936.2582	21.454
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	1016.192	26.6311
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	917.0535	18.0272
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	365.6811	31.3782
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	333.891	29.7431
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	940.1091	23.774
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	319.1085	112.6113
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	207.926	91.2279
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	398.6899	56.9971
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	373.3192	77.6059
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	334.1662	52.3067
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	169.917	96.959
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	161.6507	90.577
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	292.0097	73.1741

		kN	kN
	TOTAL GAYA GEMPA :	11022.67	1284.661

Total Gaya Gempa yang diterima FX = 11022,67 KN

Total Gaya Gempa yang diterima FY = 1284,661 KN

- b. Gaya yang diterima oleh *Shearwall SW-2*

Tabel 4.11. Gaya gempa yang diterima SW-1

TABLE: Joint Reactions			
Story	Load Case/Combo	FX	FY
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	39.4963	276.2416
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	42.4592	192.8726
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	41.0077	255.1914
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	40.4858	248.5527
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	37.1073	203.8995
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	37.2783	326.6326
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	35.3951	109.8207
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	34.3905	303.3626
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	14.8536	656.9645
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	13.4986	276.6151
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	13.0043	571.3606
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	11.9607	369.8529
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.989	392.0595
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.8953	567.3589
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.3264	255.4387
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.7	644.6959
		kN	kN
	TOTAL GAYA GEMPA :	403.8481	5650.9198

Total Gaya Gempa yang diterima FX = 403,848 KN

Total Gaya Gempa yang diterima FY = 5650,919 KN

a. Gaya yang diterima oleh *Shearwall SW-3*

Tabel 4.12. Gaya gempa yang diterima SW-1

TABLE: Joint Reactions			
Story	Load Case/Combo	FX	FY
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	74.7668	68.2873
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	114.6442	141.0945
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	98.7849	172.9817
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	63.2158	129.0822
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	39.4963	276.2416
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	42.4592	192.8726
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	41.0077	255.1914
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	40.4858	248.5527
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	37.1073	203.8995
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	37.2783	326.6326
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	35.3951	109.8207
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	34.3905	303.3626
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	12.6858	162.4841
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	13.2524	223.8647
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	7.0252	92.7389
BASEMENT	Gempa (Ex) Max	8.1711	169.6467
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	23.1517	118.3722
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	45.1544	271.877
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	31.6714	203.3807
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	23.5118	118.1369
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	14.8536	656.9645
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	13.4986	276.6151
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	13.0043	571.3606
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	11.9607	369.8529
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.989	392.0595
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.8953	567.3589

TABLE: Joint Reactions			
Story	Load Case/Combo	FX	FY
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.3264	255.4387
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	10.7	644.6959
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	4.436	393.7134
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	4.0223	414.0888
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	2.4398	236.0025
BASEMENT	Gempa (Ey) Max	3.7456	249.7355
		kN	kN
	TOTAL GAYA GEMPA :	934.5273	8816.407

Total Gaya Gempa yang diterima FX = 934,527 KN

Total Gaya Gempa yang diterima FY = 8816,407 KN

Selanjutnya akan dilakukan kontrol terhadap gaya gempa yang diterima oleh struktur secara keseluruhan :

Tabel 4.13. Gaya gempa yang Struktur Keseluruhan

TABLE: Base Reactions		
Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Gempa (Ex) Max	14076.39	4338.383
Gempa (Ey) Max	4117.5239	13548.34
TOTAL GAYA	17552.614	17928.66

Total gaya gempa Shearwall :

$$\begin{aligned}
 \text{FX} &= \text{SW1} + \text{SW2} + \text{SW3} \\
 &= 11022,67 + 403,848 + 934,527 \\
 &= 12361,04 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{FY} &= \text{SW1} + \text{SW2} + \text{SW3} \\
 &= 12361,04 + 5650,919 + 8816,407 \\
 &= 15751,98 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Sedangkan gaya yang diterima oleh struktur SRPMK adalah :

$$\begin{aligned} \text{FX} &= \text{Total Gaya Gempa} - \text{Gaya Gempa pada} \\ &\textit{Shearwall} \\ &= 17552,614 - 12361,04 \\ &= 5191,57 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% &= \frac{\text{Gaya Gempa FX SRPMK}}{\text{Gaya Gempa Total}} * 100\% \\ &= \frac{5191,57}{17552,64} * 100\% \\ \% &= \mathbf{24,58\%} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{FY} &= \text{Total Gaya Gempa} - \text{Gempa pada} \textit{Shearwall} \\ &= 17928,66 - 15751,98 \\ &= 5191,57 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% &= \frac{\text{Gaya Gempa FX SRPMK}}{\text{Gaya Gempa Total}} * 100\% \\ &= \frac{1800,626}{17028,66} * 100\% \\ \% &= \mathbf{10,26\%} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan kontrol *dual system* di atas dapat disimpulkan bahwa model pada ETABS sudah benar karena sudah memenuhi syarat *dual system* dengan tahanan gaya masing – masing arah **X = 24,58%** dan arah **Y = 10,26%**.

4.5 Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin mengacu pada SNI 1727-2013

1. Menentukan Kecepatan Angin Dasar (v)



Gambar 4.3. Kecepatan Angin Cawang, Jakarta Timur
 (Sumber : *Google Weather*)

Dari data eksisting diambil $v = 13$ km/h

2. Menentukan faktor lainnya
 - a. Kategori Resiko = 4 (Tabel 1 SNI 1727-2013)
 - b. Faktor K_d = 0,85 (SNI 1727-2013 pasal 26.6)
 - c. Kategori Ekspos = B (SNI 1727-2013 pasal 26.7)
 - d. Faktor K_{zt} = 1 (SNI 1727-2013 pasal 26.9)
 - e. Klasifikasi = Tertutup
(SNI 1727-2013 pasal 26.10)
 - f. Koef. G_{cpi} = 0,18
(SNI 1727-2013 pasal 26.11.1.1)
 - g. Reduksi G_{cpi} = 1
(SNI 1727-2013 pasal 26.9)
3. Menentukan Koefisien Eksposur dan Velositas
 Tinggi lantai GF = 4,8 m

Koefisien Eksposur dan Velositas ditentukan mengacu pada tabel SNI 1727-2013 pasal 27.3.1 menggunakan interpolasi :

Tinggi di atas level tanah, z		B
ft	(m)	
0-15	(0-4,6)	0,57
20	(6,1)	0,62

Kh elv +4,8 m ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Kh_n &= 0,570 + \frac{(4,8-4,6)}{(6,1-4,8)} * (0,620 - 0,570) \\ &= 0,578 \end{aligned}$$

4. Menentukan Koefisien Tekanan Velocitas

Koefisien tekanan velocitas (K_z) ditentukan mengacu pada SNI 1727-2013 pasal 27.3.1 di mana dihitung dengan persamaan :

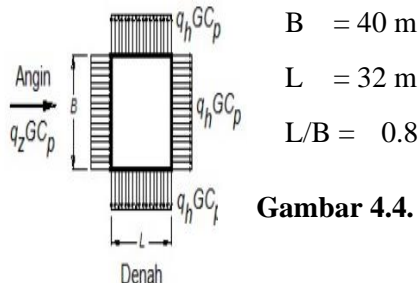
$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d v^2$$

q_z pada elevasi +4,8 =

$$\begin{aligned} q_z &= 0,613 \cdot 0,578 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot (13)^2 \\ &= 50,87 \text{ N/m}^2 \\ &= 0,0587 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

5. Menentukan Koefisien Tekanan pada Dinding

Koefisien tekanan sesuai bentuk atap dan dinding ditentukan mengacu pada SNI 1727-2013 pasal 27.4.1 di sebagai berikut :



Gambar 4.4. Tipe Dinding dan Atap

Maka, digunakan nilai :

$$\begin{aligned} \text{Sisi angin datang } C_p &= 0,8 \\ \text{Sisi angin pergi } C_p &= -0,5 \\ \text{Sisi angin tepi } C_p &= -0,7 \end{aligned}$$

6. Menentukan Tekanan Angin pada Joint

Beban angin kemudian dikonversikan menjadi beban terpusat menggunakan persamaan pada SNI 1727-2013 pasal 27.4.1 di mana :

$$P = q_z \times G \times C_p - (q_i \times GC_{pi})$$

Maka tekanan angin “datang” pada joint elv +4,8 =

$$\begin{aligned} P &= q_z \times G \times C_p - (q_i \times GC_{pi}) \\ &= 0,0587 \times 0,85 \times 0,8 - (0,0587 \times 0,85 \times 0,8) \\ &= 0,0254 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tekanan angin “tepi” pada joint elv +4,8 =

$$\begin{aligned} P &= q_z \times G \times C_p - (q_i \times GC_{pi}) \\ &= 0,0587 \times 0,85 \times -0,5 - (0,0587 \times 0,85 \times 0,8) \\ &= -0,0124 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tekanan angin “tepi” pada joint elv +4,8 =

$$\begin{aligned} P &= q_z \times G \times C_p - (q_i \times GC_{pi}) \\ &= 0,0587 \times 0,85 \times -0,5 - (0,0587 \times 0,85 \times 0,8) \\ &= -0,0021 \text{ KN} \end{aligned}$$

Selengkapnya dapat dilihat pada tabel di halaman selanjutnya

Tabel 4.14. Output Beban Angin Hitungan

LANTAI	ELV (m)	Kz	G KN/m ²	qz KN/m ²	P (KN)		
					Datang	Tepi	Pergi
BASEMENT	0	0	365.76	0	0	0	0
GF	4.8	0.562308	365.76	0.049515	0.03367	-0.01431	0.006082
MEZZANIN	6.9	0.574286	365.76	0.05057	0.034388	-0.01461	0.006211
LANTAI 2	8.9	0.4	365.76	0.035223	0.023952	-0.01018	0.004326
LANTAI P2	10.75	0.631724	365.76	0.055628	0.037827	-0.01608	0.006833
LANTAI 3	12.75	0.748776	365.76	0.065935	0.044836	-0.01906	0.008098
LANTAI P3	14.6	0.817059	365.76	0.071948	0.048925	-0.02079	0.008837
LANTAI 4	16.6	0.861915	365.76	0.075898	0.051611	-0.02193	0.009322
LANTAI P4	18.45	0.90916	365.76	0.080058	0.05444	-0.02314	0.009833

LANTAI 5	20.45	0.94705	365.76	0.083395	0.056708	-0.0241	0.010243
LANTAI P5	22.3	0.978659	365.76	0.086178	0.058601	-0.02491	0.010585
LANTAI 6	24.3	1.015203	365.76	0.089396	0.060789	-0.02584	0.01098
LANTAI P6	26.15	1.071571	365.76	0.09436	0.064165	-0.02727	0.01159
LANTAI 7	28.15	1.118184	365.76	0.098464	0.066956	-0.02846	0.012094
LANTAI P7	30	1.160201	365.76	0.102164	0.069472	-0.02953	0.012548
LANTAI 8	33.85	1.19326	365.76	0.105075	0.071451	-0.03037	0.012906
LANTAI 9	37.7	1.248416	365.76	0.109932	0.074754	-0.03177	0.013502
LANTAI 10	41.55	1.328656	365.76	0.116998	0.079559	-0.03381	0.01437
LANTAI 11	45.4	1.395024	365.76	0.122842	0.083533	-0.0355	0.015088
LANTAI 12	49.25	1.457447	365.76	0.128339	0.087271	-0.03709	0.015763
LANTAI 13	53.1	1.510904	365.76	0.133046	0.090472	-0.03845	0.016341
LANTAI 14	56.95	1.55363	365.76	0.136809	0.09303	-0.03954	0.016804
LANTAI 15	60.8	1.56	365.76	0.13737	0.093411	-0.0397	0.016872
LANTAI 16	64.65	1.56	365.76	0.13737	0.093411	-0.0397	0.016872
LMR	67.65	1.56	365.76	0.13737	0.093411	-0.0397	0.016872

Namun karena beban angin terkecil yang didapat dari hitungan tidak sesuai dengan SNI 1727 2013 pasal 27.1.5 di mana disebutkan bahwa beban angin yang digunakan dalam desain SPBAU bangunan gedung tertutup minimal $0,77 \text{ kN/m}^2$ untuk dinding bangunan dan $0,38 \text{ kN/m}^2$ untuk luas atap bangunan gedung. Maka beban angin yang di terapkan pada model menjadi :

Tabel 4.15. Output Beban Angin SNI

LANTAI	ELV	P (KN)		
	(m)	Datang	Tepi	Pergi
BASEMENT	4.8	0.77	0.77	0.77
GF	4.8	0.77	0.77	0.77
MEZZANIN	2.1	0.77	0.77	0.77
LANTAI 2	2	0.77	0.77	0.77
LANTAI P2	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 3	2	0.77	0.77	0.77
LANTAI P3	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 4	2	0.77	0.77	0.77
LANTAI P4	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 5	2	0.77	0.77	0.77
LANTAI P5	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 6	2	0.77	0.77	0.77
LANTAI P6	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 7	2	0.77	0.77	0.77

LANTAI	ELV	P (KN)		
	(m)	Datang	Tepi	Pergi
LANTAI P7	1.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 8	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 9	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 10	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 11	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 12	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 13	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 14	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 15	3.85	0.77	0.77	0.77
LANTAI 16	3.85	0.77	0.77	0.77
LMR	3	0.38	0.38	0.38

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

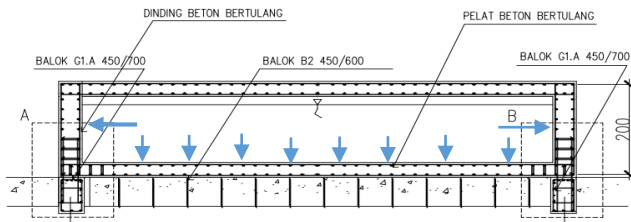
PERENCANAAN TANGKI AIR

5.1 Perencanaan Dinding Tangki Air

Dinding tangki air direncanakan masing – masing berdimensi 14 m dan 32 m dengan menggunakan beton bertulang dengan spesifikasi rencana sebagai berikut :

1. Mutu Beton (MPa) : 30 MPa
2. Mutu Tulangan : 400 MPa
3. Tulangan : $\phi 22$
4. Selimit : 80 mm
5. Tebal penampang : 600 mm (L = 14 m)
800 (L = 14 m)

5.1.1 Perhitungan Beban Hidrostatik

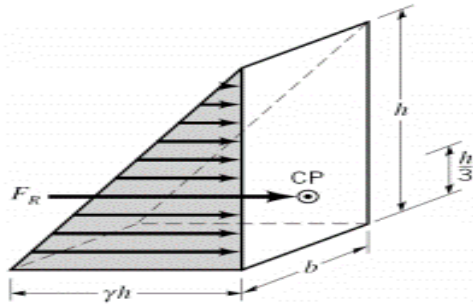


Gambar 5.1. Beban Hidrostatik

Beban hidrostatik dibebankan pada pelat tangki dan dinding tangki air. Beban ini adalah beban saat kondisi air tenang dan tidak bergerak (statik).

$$\begin{aligned}
 P_{\text{dinding}'} &= \frac{1}{2} \gamma h * bh \\
 &= \frac{1}{2} * 1.000 \text{ kg/m}^3 * 2 \text{ m} * 14 \text{ m} * 2 \text{ m} \\
 &= 2.000 \text{ kg/m}^3 * 56 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{dinding}'} = 112.000 \text{ kg}$$



Gambar 5.2Titik Pusat Beban Hidrostatik

Titik pusat tekanan Hidrostatik dinding ini berada pada titik :

$$(B') = 1/2 * (14m) \qquad (H') = 1/3 * (2m)$$

$$(B') = 7 m \qquad (H') = 0,667 m$$

Dan tekanan hidrostatik pada dinding kedua ($L = 32m$) adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_{\text{dinding}'} &= \frac{1}{2} \gamma h * bh \\ &= \frac{1}{2} * 1.000 \text{ kg/m}^3 * 2 \text{ m} * 32 \text{ m} * 2 \text{ m} \\ &= 2.000 \text{ kg/m}^3 * 128 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

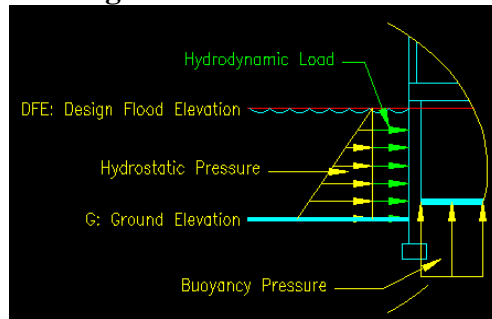
$$P_{\text{dinding}'} = 256.000 \text{ kg}$$

Titik pusat tekanan Hidrostatik dinding ini berada pada titik :

$$(B') = 1/2*(32m) \qquad (H') = 1/3 * (2m)$$

$$(B') = 16 m \qquad (H') = 0,667 m$$

5.1.2 Perhitungan Beban Hidrodinamik



Gambar 5.3 Beban Hidrodinamik

Beban hidrodinamik dihitung berdasarkan perumusan pada SNI 1727-2013, untuk menghitung tekanan hidrodinamik harus diketahui terlebih dahulu berapa kecepatan air bergerak. Karena tidak ada disimulasikan lebih lanjut untuk mendapatkan kecepatan air yang terjadi, maka diambil kecepatan air minimum berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 5.4.3

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan air} &= 3,05 \text{ m/s} \\ C_d &= 1,25 \end{aligned}$$

Maka tinggi efektif (d_h) tekanan hidrodinamik pada bagian dinding tangki adalah :

$$\begin{aligned} d_h &= \frac{C_d V^2}{2g} \\ &= \frac{1,25 * (3,05 \text{ m})^2}{2 (9,8 \text{ m/s}^2)} \\ &= \frac{11,628}{19,6} \\ d_h &= 0,598 \text{ m} \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan ketinggian efektif berdasarkan kecepatan rencana, maka dapat dihitung tekanan hidrodinamik pada bagian dinding sepanjang 14 m tangki adalah :

$$\begin{aligned}
 P_{d \text{ dinding}'} &= P_{hidrostatik} + \gamma * d_h * A \\
 &= 112.000 + 1.000 * 0,598 * 14 * \\
 &2 \\
 &= 112.000 \text{ kg} + 66.976 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{d \text{ dinding}'} = 178.976 \text{ kg}$$

Dan untuk dinding L = 32 m adalah :

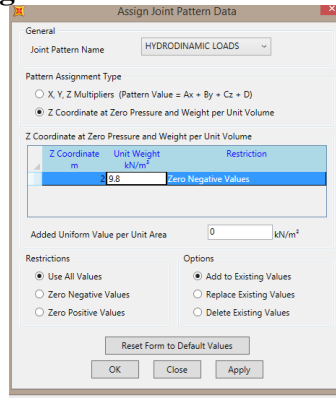
$$\begin{aligned}
 P_{d \text{ dinding}'} &= P_{hidrostatik} + \gamma * d_h * A \\
 &= 256.000 + 1.000 * 0,598 * 32 * \\
 &2 \\
 &= 256.000 \text{ kg} + 66.976 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{d \text{ dinding}'} = 322.976 \text{ kg}$$

5.2 Permodelan Dinding Tangki

Analisis struktur dinding dilakukan dengan bantuan aplikasi SAP2000 v20 menggunakan metode beban pada area permukaan (*area surface loads*) dan *joint pattern*.

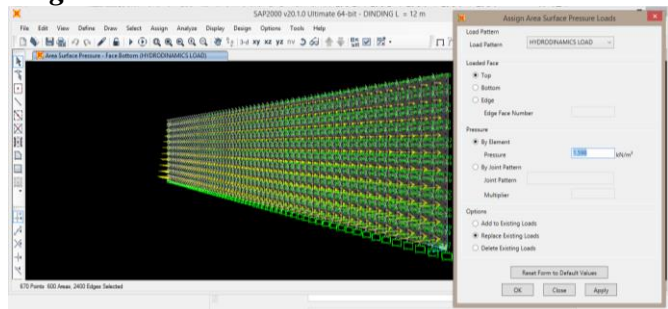
5.2.2 Modelling Joint Pattern



Gambar 5.4 Joint Pattern Dinding

Pada bagian *assignment* joint pattern dimasukkan massa jenis air normal sebesar 9,8 KN /m³ pada *load patterns* HYDRODINAMICS LOADS, joint pattern ini nantinya secara otomatis akan menimbulkan beban hidrosatatik pada setiap *joint area* yang telah *didivide* sesuai dengan perhitungan hidrostatik.

5.2.3 Assignment Beban Hidrodinamik



Gambar 5.5 Joint Pattern Dinding

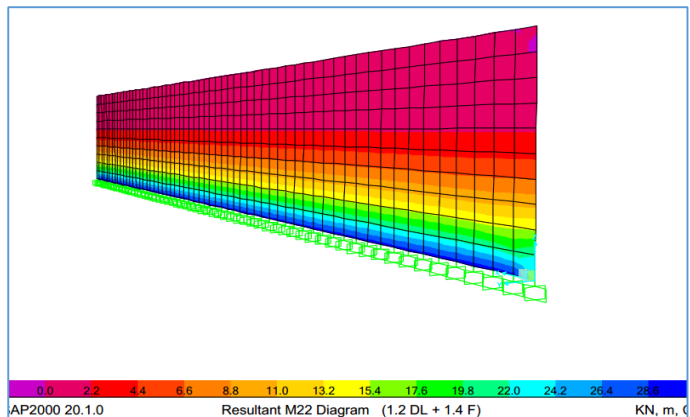
Untuk memodelkan beban hidrodinamik, digunakan surface area loads dengan faktor pengali yang dihitung berdasarkan perbandingan antara beban hidrostatik dan beban hidrodinamik :

$$\begin{aligned} \text{Multiplier} &= \frac{\text{Beban Hidrostatik}}{\text{Beban Hidrodinamik}} \\ &= \frac{112.000 \text{ kg}}{178.926 \text{ kg}} \\ \text{Multiplier} &= 1,5968 \end{aligned}$$

Kemudian nilai 1,5968 dimasukkan pada bagian multiplier dari menu area surface pressure pada bagian *by element*, selanjutnya dilakukan hal yang sama pada dinding L = 32 m

$$\begin{aligned} \text{Multiplier} &= \frac{\text{Beban Hidrostatik}}{\text{Beban Hidrodinamik}} \\ &= \frac{256.000 \text{ kg}}{322.976 \text{ kg}} \\ \text{Multiplier} &= 1,261 \end{aligned}$$

5.3 Analisis Output Dinding Tangki



Gambar 5.6 Output Dinding

Karena tangki utamanya akan menahan beban lentur akibat air, maka dianalisa hasil output momen yang terjadi untuk merencanakan tulangan lentur.

Tabel 4.16. Outoput Tangki L = 14 m

TABLE: Element Forces - Area Shells					
Joint	OutputCase	CaseType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
349	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9424	18.2430452	-0.0106
349	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9424	18.2430452	0.0182
965	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9424	18.2430452	-0.0182
965	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9424	18.2430452	0.0106
360	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9337	18.2165818	-0.012
360	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9337	18.2165818	-0.0049
954	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9337	18.2165818	0.0049
954	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9337	18.2165818	0.012
371	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9186	18.1702248	-0.0121
371	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9186	18.1702248	-0.0084
943	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9186	18.1702248	0.0084
943	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9186	18.1702248	0.0121
382	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.9064	18.1325252	-0.0095

Momen maksimum M2-2 didapati sebesar = 18,243 KN-m/m

Tabel 4.17. Outoput Tangki L = 32 m

TABLE: Element Forces - Area Shells

Joint	OutputCase	CaseType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
1020	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6892	14.3957826	-0.0084
1020	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6892	14.3957826	0.0144
2736	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6892	14.3957826	-0.0144
2736	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6892	14.3957826	0.0084
1031	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6824	14.3749066	-0.0094
1031	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6824	14.3749066	-0.0039
2725	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6824	14.3749066	0.0039
2725	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6824	14.3749066	0.0094
1042	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6705	14.3383122	-0.0096
1042	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6705	14.3383122	-0.0066
2714	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6705	14.3383122	0.0066
2714	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6705	14.3383122	0.0096
1053	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6608	14.3085332	-0.0075
1053	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6608	14.3085332	-0.0064
2703	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6608	14.3085332	0.0064
2703	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.6608	14.3085332	0.0075
1064	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.653	14.2845872	-0.0061
1064	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.653	14.2845872	-0.0054
2692	1,2 DL + 1,4 F	Combination	4.653	14.2845872	0.0054

Momen maksimum M2-2 didapati sebesar = 14,4559 KN-m/m

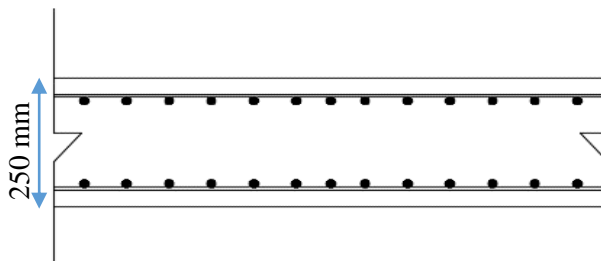
5.4 Perhitungan Penulangan Dinding

Perhitungan penulangan dinding tangki air sama dengan metode perhitungan penulangan pelat karena keduanya sama – sama menahan beban yang menyebabkan terjadinya lentur, perencanaan penulangan dinding dihitung mengacu pada SNI 2847-2013.

5.4.2 Penulangan Dinding L = 14 m

Diketahui :

$$M_u = 18,243 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.7 Penampang Dinding L = 14 m

1. Perhitungan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} dx &= h - s - 0,5d \\ &= 250 - 80 - 0,5(22) \\ &= 109 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - s - 0,5d - d \\ &= 250 - 80 - 0,5(22) - 22 \\ &= 87 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan Momen Nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$\begin{aligned}
 &= 18,243 * 10^6 / 0,85 \\
 &= 33,874 \text{ kN.m/m} \\
 &= 33.874.117,65 \text{ N.mm/m}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Rasio Batas Penulangan

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 400 = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= \frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f_c'}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 30}{400} \\
 &= 0,024
 \end{aligned}$$

4. Penulangan arah Vertikal

$$\begin{aligned}
 R_{ny} &= \frac{M_n}{\phi b d^2} \\
 &= 33.874.117,65 / 0,85(1.000 * 87^2) \\
 &= 0,168
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \left(0,85 * \frac{f_c'}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85 f_c'}\right)}\right) \\
 &= \left(0,85 * \frac{30}{400}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 0,168}{0,85 * 30}\right)}\right) \\
 &= (0,0637) * (0,006612) \\
 &= 0,0356
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = \rho_{\min}$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho * b * dx \\
 &= 0,035 * 1.000 * 487 \\
 &= 1.704,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan: ϕ 22 – 200 (As ada = 1.921mm²)

5. Penulangan arah Horizontal

Kontrol tulangan horizontal mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 14.3.3 di man disebutkan bawa rasio minimal tulangan horizontal untuk dinding harus memenuhi ketentuan berikut :

1. 0.002 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa.,
2. 0.0025 untuk batang tulangan ulir lainnya,
3. 0.002 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.

Karena digunakan tulangan D22 yang mana merupakan tulangan ulir dengan mutu baja $f_y = 400$ MPa, maka rasio minimal tulangan sebesar $\rho = 0,0025$

Cek luas tulangan yang diperlukan!

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho \cdot B \cdot d \\ &= 0,0025 \cdot 1000 \cdot 109 \\ &= 1.489 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D22-250, $A_s = 1.581 \text{ mm}^2$

Cek!

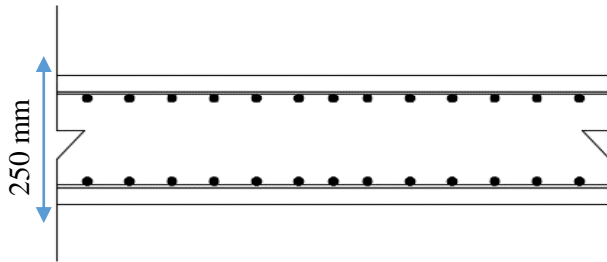
$$\begin{aligned} A_s &> A_{s \text{ min}} \\ 1.489 &> 1.581 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Maka digunakan: ϕ 22 – 250 (A_s ada = 1.489 mm²)

5.4.3 Penulangan Dinding L = 32 m

Diketahui :

$$M_u = 14,4559 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.8 Penampang Dinding L = 32 m

1. Perhitungan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} dx &= h - s - 0,5d \\ &= 800 - 80 - 0,5(22) \\ &= 709 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - s - 0,5d - d \\ &= 800 - 80 - 0,5(22) - 22 \\ &= 687 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{14,4559 * 10^6}{0,85} \\ &= 27,062 \text{ kN.m/m} \\ &= 27.062.352,94 \text{ N.mm/m} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Rasio Batas Penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f_c'}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 30}{400}$$

$$= 0,024$$

4. Penulangan arah Vertikal

$$R_{ny} = \frac{M_n}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{33.874.117,65}{0,85(1.000 * 487^2)}$$

$$= 0,067$$

$$\rho = \left(0,85 * \frac{f_c'}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85 f_c'}\right)}\right)$$

$$= \left(0,85 * \frac{30}{400}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 0,067}{0,85 * 30}\right)}\right)$$

$$= (0,0637) * (0,00265)$$

$$= 0,0356$$

Karena $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = \rho_{\min}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho * b * d_x$$

$$= 0,035 * 1.000 * 687$$

$$= 2.404,5 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan: ϕ 22 – 150 (As ada = 2.534 mm²)

5. Penulangan arah Horizontal

Kontrol tulangan horizontal mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 14.3.3 di man disebutkan bawa rasio minimal tulangan horizontal untuk dinding harus memenuhi ketentuan berikut :

4. 0.002 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa.,
5. 0.0025 untuk batang tulangan ulir lainnya,
6. 0.002 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.

Karena digunakan tulangan D22 yang mana merupakan tulangan ulir dengan mutu baja $f_y = 400$ MPa, maka rasio minimal tulangan sebesar $\rho = 0,0025$

Cek luas tulangan yang diperlukan!

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho \cdot B \cdot d \\ &= 0,0025 \cdot 1000 \cdot 709 \\ &= 1.989 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D22-175, $A_s = 2.131 \text{ mm}^2$

Cek!

$$\begin{aligned} A_s &> A_{s \text{ min}} \\ 1.489 &> 1.581 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

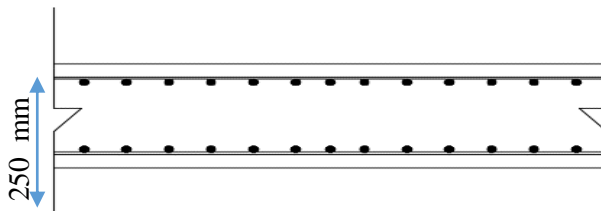
Maka digunakan: $\phi 22 - 175$ (A_s ada = 2.131 mm^2)

5.5 Control Lebar Retak

5.5.1 Kontrol Retak Dinding $L = 14 \text{ m}$

Diketahui :

$$M_u = 18,243 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.9 Penampang Dinding $L = 14 \text{ m}$

Langkah pertama yang dilakukan adalah menentukan posisi garis netral dari penampang, untuk menentukan garis netral digunakan cara asumsi dan rata – rata 2 asumsi.

1. Asumsi 1 ($x = d/3$)

$$\begin{aligned} dx &= 109 \\ x &= \frac{109}{3} \\ &= 236,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangangan-regangan}} \\ &= \left(\frac{600-236}{109-236,33} \right) * 0,55 \\ &= 0,658 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ &= \frac{\left(18,243 * 10^6 * \frac{1.000 * 600 * 0,658 * (600 - 236,33)}{3} \right)}{1.921 * \left(109 - \frac{236,33}{3} \right)} \\ &= \frac{-69627340,5}{1916505,78} \\ &= 36,330 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ &= \frac{(36,330)(1.921) + 0,5(1000)0,658}{0,5(1000)(236,33)} \\ &= 1,644 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{d}{1 + f_{sm} / (m * f_c)} \\ &= \frac{d}{1 + f_{sm} / \left(\frac{E_s}{E_c} * f_c \right)} \\ &= \frac{109}{1 + 36,330 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1,644 \right)} \\ x &= 184,27 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Asumsi 2 ($x = 263,33 + 184,27$)/2

$$x = \frac{263,33+184,27}{2} \\ = 210,304 \text{ mm}$$

$$f_{ct} = \left(\frac{H-x}{d-x}\right) * \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\ = \left(\frac{600-210,304}{109-210,304}\right) * 0,55 \\ = 0,6503 \text{ MPa}$$

$$f_{sm} = \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ = \frac{\left(18,243 * 10^6 * \frac{1.000 * 600 * 0,658 * (600 - 210,304)}{3} \right)}{1.921 * \left(109 - \frac{210,304}{3} \right)} \\ = \frac{-74170834,5}{1916505,78} \\ = 38,180 \text{ MPa}$$

$$f_c = \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ = \frac{(36,330)(1.921) + 0,5(1000)(600-210,304)0,658}{0,5(1000)(236,33)} \\ = 1,915 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{d}{1 + f_{sm}/(m * f_c)} \\ = \frac{d}{1 + f_{sm}/\left(\frac{E_s}{E_c} * f_c\right)} \\ = \frac{109}{1 + 38,180 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1,915\right)}$$

$$x = 198,855 \text{ mm}$$

3. Asumsi 3 ($x = 210,304 + 198,855$)/2

$$x = \frac{210,304 + 198,855}{2} \\ = 204,580 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangangan-regangan}} \\
 &= \left(\frac{600-204,580}{109-204,580} \right) * 0,55 \\
 &= 0,6492 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\
 &= \frac{(18,243 * 10^6 * \frac{1.000 * 600 * 0,658 * (600 - 204,580)}{3})}{1.921 * \left(109 - \frac{204,580}{3} \right)} \\
 &= \frac{-7512434,5}{1916505,78} \\
 &= 38,580 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\
 &= \frac{(38,580)(1.921) + 0,5(1000)(600 - 204,580)0,658}{0,5(1000)(204,580)} \\
 &= 1,985 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{d}{1 + f_{sm}/(m * f_c)} \\
 &= \frac{d}{1 + f_{sm}/\left(\frac{E_s}{E_c} * f_c\right)} \\
 &= \frac{109}{1 + 38,180 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1,985\right)} \\
 x &= 202,481 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka diambil : x = 202,481 mm

4. Mencari tegangan tarik beban layan

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= 1000 * \frac{x^3}{3} + (m * A_{st})(d - x)^2 \\
 &= 1000 * \frac{x^3}{3} + \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1.921\right)(109 - \\
 &202,481)^2 \\
 &= 8.828.643.510 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{st} &= \frac{m * M_u * (d-x)}{I_{cr}} \\
 &= \frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 18,243 * 10^6 * (109 - 202,481) \\
 &= \frac{8.828.643.510}{8.828.643.510} \\
 &= 12,908 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

5. Mencari lebar retak yang terjadi

$$\begin{aligned}
 w_{cr} &= (m * 10^{-6}) * \sqrt[3]{dc(A_{st})} \left(\frac{H-x}{d-x}\right) f_{st} \\
 &= \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 10^{-6}\right) * \sqrt[3]{80(1.921)} \left(\frac{600-x}{d-x}\right) 12,908 \\
 &= 0,0068 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka lebar retak (w_{cr}) = 0,0105 mm

Cek nilai lebar maksimum menurut peraturan ACI Committee No. 224, tahun 1972 mengenai lebar retak izin pada struktur beton bertulang.

Tabel 4.18. Lebar Retak Izin

Beton yang bersentuhan dengan	Lebar retak
	yang diizinkan (mm)
Udara Kering	0.4064
Udara Lembab, Tanah	0.3048
Larutan Bahan Kimia	0.1778
Air laut dan percikan air laut	0.1524
Digunakan pada struktur penahan air	0.1016

(Sumber : ACI-224, 1972)

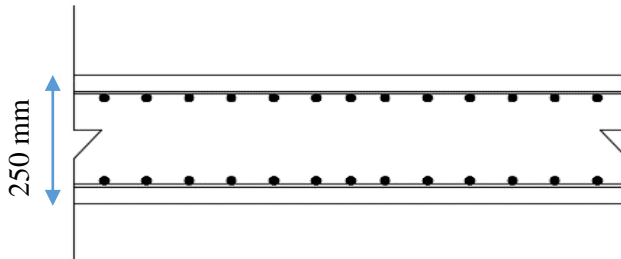
Control!

Retak Terjadi < Retak Maksimum
 0,068 mm < 0,1016 mm (**OK!**)

5.5.2 Kontrol Retak Dinding L = 32 m

Diketahui :

$$Mu = 14,4559 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.10 Penampang Dinding L = 32 m

Direncanakan dihitung dengan konsiderasi regangan jangka panjang, megacu pada standard BS 1983 maka digunakan faktor distribusi tegangan – regangan sebesar 0,55 MPa

1. Asumsi 1 ($x = d/3$)

$$dx = 159$$

$$x = \frac{159}{3} = 236,333 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_{cts} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\ &= \left(\frac{800-236,333}{159-236,333} \right) * 0,55 \\ &= 0,658 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{sm} = \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{(14,4559 \cdot 10^6 \cdot \frac{1.000 \cdot 800 + 0,658 \cdot (800 - 236,333)}{3})}{1,921 \cdot (159 - \frac{236,333}{3})} \\
 &= \frac{-75131440,54}{1916505,778} \\
 &= 39,202 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\
 &= \frac{(36,330)(1,921) + 0,5(1000)(800 - 236,333) \cdot 0,658}{0,5(1000)(236,333)} \\
 &= 1,648 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{d}{1 + f_{sm}/(m \cdot f_c)} \\
 &= \frac{d}{1 + f_{sm}/(\frac{E_s}{E_c} \cdot f_c)} \\
 &= \frac{159}{1 + 41,344 / (\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 1,981)} \\
 x &= 174,58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Asumsi 2 ($x = 236,33 + 174,58$)/2

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{236,33 + 174,58}{2} \\
 &= 205,458 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) \cdot \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\
 &= \left(\frac{800 - 205,458}{159 - 205,458} \right) \cdot 0,55 \\
 &= 0,6503 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{sm} &= \left(Mu \cdot \frac{1.000 \cdot H \cdot f_{ct} \cdot (H-x)}{3} \right) / A_{st} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \\
 &= \frac{(14,4559 \cdot 10^6 \cdot \frac{1.000 \cdot 800 + 0,658 \cdot (800 - 205,458)}{3})}{1,921 \cdot (159 - \frac{205,458}{3})} \\
 &= \frac{-80531605,58}{1947802,827}
 \end{aligned}$$

$$= 41,344 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{f_{sm}A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ &= \frac{(36,330)(1,921) + 0,5(1000)(800 - 205,458)0,658}{0,5(1000)(205,458)} \\ &= 1,981 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{d}{1 + f_{sm}/(m \cdot f_c)} \\ &= \frac{d}{1 + f_{sm}/\left(\frac{E_s}{E_c} \cdot f_c\right)} \\ &= \frac{159}{1 + 41,344 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 1,915\right)} \\ x &= 192,342 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Asumsi 3 ($x = 205,408 + 192,342$)/2

$$\begin{aligned} x &= \frac{205,408 + 192,342}{2} \\ &= 198,900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x}\right) * \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\ &= \left(\frac{800 - 198,900}{159 - 198,900}\right) * 0,55 \\ &= 0,648 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sm} &= \frac{\left(Mu * \frac{1.000 \cdot H \cdot f_{ct} \cdot (H-x)}{3}\right)}{A_{st} * \left(d - \frac{x}{3}\right)} \\ &= \frac{\left(14,4559 * 10^6 * \frac{1.000 \cdot 800 \cdot 0,658 \cdot (800 - 198,900)}{3}\right)}{1,921 * \left(159 - \frac{198,900}{3}\right)} \\ &= \frac{-81678611,84}{1954450,386} \\ &= 41,791 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{f_{sm}A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\
 &= \frac{(38,580)(1.921) + 0,5(1000)(800 - 198,900)0,658}{0,5(1000)(198,900)} \\
 &= 2,065 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{d}{1 + f_{sm}/(m \cdot f_c)} \\
 &= \frac{d}{1 + f_{sm}/\left(\frac{E_s}{E_c} \cdot f_c\right)} \\
 &= \frac{159}{1 + 41,791/\left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 1,985\right)}
 \end{aligned}$$

$$x = 196,688 \text{ mm}$$

Maka diambil : $x = 196,688 \text{ mm}$

4. Mencari tegangan tarik beban layan

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= 1000 \cdot \frac{x^3}{3} + (m \cdot A_{st})(d - x)^2 \\
 &= 1000 \cdot \frac{196,688^3}{3} + \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 1.921\right)(159 - 196,688)^2 \\
 &= 8.737.310.751 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{st} &= \frac{m \cdot M_u \cdot (d - x)}{I_{cr}} \\
 &= \frac{\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 18,243 \cdot 10^6 \cdot (159 - 196,688)}{8.737.310.751} \\
 &= 10,685 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

5. Mencari lebar retak yang terjadi

$$\begin{aligned}
 w_{cr} &= (m \cdot 10^{-6}) \cdot \sqrt[3]{dc(A_{st})} \left(\frac{H-x}{d-x}\right) f_{st} \\
 &= \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} \cdot 10^{-6}\right) \cdot \sqrt[3]{80(1.921)} \left(\frac{800-196,688}{d-196,688}\right) 12,908 \\
 &= 0,0938 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka lebar retak (w_{cr}) = 0,0938 mm

Control!

$$\begin{aligned}
 \text{Retak Terjadi} &< \text{Retak Maksimum} \\
 0,0938 \text{ mm} &< 0,1016 \text{ mm (OK!)}
 \end{aligned}$$

5.6 Perencanaan Sambungan Dinding-Balok

Untuk menyambungkan beton lama balok dan beton baru dinding tangki beton digunakan angkur adesif (chemical anchor) yang perencanaanya mengacu pada SNI 2847-2013 pada bab Lampiran D mengenai angkur.

5.6.1 Perencanaan Angkur Dinding L = 14 m

Berikut adalah output gaya pada joint (joint reaction) dari software SAP2000 v20 pada dinding L = 14 m selanjutnya diambil nilai yang terbesar pada arah F2.

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
1	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.973	-1.818	4.325
2	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.973	-1.818	4.325
329	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.855	12.018	7.162
349	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.695	10.214	6.798
360	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.551	9.366	6.75
371	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.449	9.086	6.735
382	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.374	8.958	6.732
393	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.314	8.891	6.731
404	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.268	8.852	6.731
415	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.23	8.828	6.729
426	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.2	8.812	6.728
437	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.175	8.801	6.727
448	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.155	8.793	6.726
459	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.138	8.787	6.726
470	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.124	8.783	6.726
481	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.111	8.779	6.727
492	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.1	8.777	6.729

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
503	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.089	8.774	6.731
514	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.08	8.773	6.733
525	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.072	8.772	6.735
536	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.064	8.771	6.738
547	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.057	8.77	6.74
558	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.05	8.77	6.743
569	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.043	8.77	6.745
580	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.037	8.769	6.747
591	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.031	8.769	6.749
602	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.026	8.769	6.751
613	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.02	8.769	6.752
624	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.015	8.769	6.753
635	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.01	8.769	6.754
646	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.00499	8.769	6.755
657	1.2 DL + 1.4 F	Combination	6.28E-15	8.769	6.755
668	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00499	8.769	6.755
679	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.01	8.769	6.754
690	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.015	8.769	6.753
701	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.02	8.769	6.752
712	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.026	8.769	6.751
723	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.031	8.769	6.749
734	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.037	8.769	6.747
745	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.043	8.77	6.745
756	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.05	8.77	6.743
767	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.057	8.77	6.74
778	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.064	8.771	6.738

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
789	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.072	8.772	6.735
800	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.08	8.773	6.733
811	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.089	8.774	6.731
822	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.1	8.777	6.729
833	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.111	8.779	6.727
844	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.124	8.783	6.726
855	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.138	8.787	6.726
866	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.155	8.793	6.726
877	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.175	8.801	6.727
888	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.2	8.812	6.728
899	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.23	8.828	6.729
910	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.268	8.852	6.731
921	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.314	8.891	6.731
932	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.374	8.958	6.732
943	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.449	9.086	6.735
954	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.551	9.366	6.75
965	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.695	10.214	6.798
976	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.855	12.018	7.162

F2 maks = 12,018 KN

Direncanakan angkur menggunakan :

Chemical Anchor HILTI HIT-RE 500 v3

Type : BST500s D12

Diameter : 12 mm (A_{brg} = 113,04 mm²)

Panjang : 125 mm

Tebal atas : 165 mm

Mutu : 500 MPa

1. Menghitung Kapasitas Cabut Awal

Karena tidak terdapat retak saat pemasangan angkur di beton eksisting, maka digunakan nilai Ψ_c

$$\Psi_c = 1,4 \text{ (SNI 2847-2013 pasal D.5.3.6)}$$

$$Np_n = \Psi_c * Np$$

Nilai Np sendiri dicari berdasarkan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.7 di mana :

$$\begin{aligned} Np &= 8 * A_{brg} * f_c' \\ &= 8 * 113,04 * 30 \\ &= 48.230 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Mencari nilai “eh”

Pengertian “eh” menurut SNI 2847-2013 sendiri adalah jarak dari permukaan dalam baut, namun pada kasus ini digunakan nilai eh sesuai yang ada di pasal D.5.3.5 di mana :

$$3 d_a \leq eh \leq 4,5 d_a$$

*Nilai eh dianggap panjang angkur keseluruhan
 $eh_{\text{asumsi}} = 125 \text{ mm}$

Control nilai eh !

$$\begin{aligned} 3 d_a &\leq eh \leq 4,5 d_a \\ 3 (16) &\leq 125 \leq 4,5 (16) \\ 48 &\leq 125 \leq 72 \text{ (TIDAK OK!)} \end{aligned}$$

*Maka diambil nilai eh = 72 mm

3. Menghitung Kapasitas Nominal Cabut

Tetapi nilai nominal untuk baut tunggal harus melebihi dari kontrol di persamaan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.5 sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 N_{p_{\min}} &= 0,9 * f_c' * e_h * d_a \\
 &= 0,9 * 30 * 72 * 16 \\
 &= 31.104 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kembali ke persamaan awal SNI 2847-2013 pasal D.5.3.6 nilai nominal cabut dari angkur yang direncanakan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 N_p &= \Psi_c * N_p \\
 &= 1,4 * 48.230 \\
 &= 67.522 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Control!

$$\begin{aligned}
 N_{pn} &> N_{p_{\min}} \\
 67.522 \text{ N} &< 31.104 \text{ N (OK!)}
 \end{aligned}$$

4. Control Terhadap Gaya Terjadi

Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap gaya yang terjadi akibat kombinasi beban hidrostatis, sesuai dengan pasal D.4.1.1 untuk angkur yang dicek berdasarkan kapasitas cabutnya, nominal harus dikontrol sebagai berikut :

$$\phi N_{pn} > N_u$$

*Dengan faktor reduksi $\phi = 0,75$ (Beban Tarik)

Namun untuk penggunaan angkur adesif, diperlukan faktor reduksi tambahan sesuai dengan pasal D.4.1.2 sebagai berikut :

$$0,55\phi N_{pn} > N_u$$

Control!

$$\begin{aligned}
 0,55\phi N_{pn} &> N_{ult} \\
 (0,55)(0,75)(67.522) &> 12.108 \text{ N} \\
 27.853,05 \text{ N} &> 12.108 \text{ N (OK!)}
 \end{aligned}$$

5. Perencanaan spasi dan jarak tepi

a. Perencanaan spasi

Penentuan spasi didasari pada SNI 2847-2013 pasal D.8.1 tentang jarak dari pusat ke pusat angkur minimum sebagai berikut :

D.8.1 Kecuali bila ditentukan sesuai dengan D.8.4, spasi pusat ke pusat minimum angkur harus sebesar $4d_a$ untuk angkur yang dicor di dalam yang tidak akan terpuntir, dan $6d_a$ untuk angkur yang dicor di dalam dengan puntir dan angkur pasca pasang.

Diambil :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4d_a \\ &= 4*(16) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil s = 100 mm

b. Perencanaan jarak tepi

Penentuan jarak tepi didasari pada SNI 2847-2013 pasal D.8.3 tentang jarak ke tepi beton dari angkur minimum sebagai berikut :

yang ditentukan oleh uji sesuai dengan ACI 355.2 atau ACI 355.4M, dan tidak boleh kurang dari 2,0 kali ukuran agregat maksimum. Dengan tidak adanya informasi uji ACI 355.2 atau ACI 355.4M spesifik produk, jarak tepi minimum harus diambil sebesar tidak kurang dari:

Angkur adesif.....	$6d_a$
Angkur bertakik.....	$6d_a$
Angkur terkontrol puntir.....	$8d_a$
Angkur terkontrol perpindahan.....	$10d_a$

Diambil :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 6d_a \\ &= 6*(16) \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil s = 100 mm

5.6.2 Perencanaan Angkur Dinding L = 32 m

Berikut adalah output gaya pada joint (joint reaction) dari software SAP2000 v20 pada dinding L = 32 m selanjutnya diambil nilai yang terbesar pada arah F2.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
996	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.974	-1.435	4.328
997	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.974	-1.435	4.328
1000	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.856	9.483	7.166
1020	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.697	8.06	6.8
1031	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.553	7.391	6.752
1042	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.452	7.17	6.736
1053	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.377	7.069	6.733
1064	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.316	7.016	6.733
1075	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.271	6.985	6.732
1086	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.233	6.967	6.731
1597	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.204	6.954	6.73
1108	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.179	6.945	6.729
1119	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.159	6.939	6.728
1130	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.142	6.934	6.728
1141	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.128	6.931	6.728
1152	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.116	6.928	6.73
1163	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.105	6.926	6.732
1174	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.095	6.924	6.734
1185	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.087	6.923	6.737
1196	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.079	6.922	6.74
1207	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.072	6.921	6.743
1218	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.066	6.921	6.746
1229	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.06	6.921	6.749
1240	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.054	6.92	6.752
1251	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.049	6.92	6.755

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
1262	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.045	6.92	6.758
1273	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.041	6.92	6.76
1284	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.037	6.92	6.763
1295	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.033	6.92	6.765
1306	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.03	6.92	6.767
1317	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.027	6.92	6.769
1328	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.025	6.92	6.77
1339	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.022	6.92	6.772
1350	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.02	6.92	6.773
1361	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.018	6.92	6.775
1372	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.016	6.92	6.776
1383	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.015	6.92	6.777
1394	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.013	6.92	6.778
1405	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.012	6.92	6.779
1416	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.011	6.92	6.779
1427	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.009701	6.92	6.78
1438	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.008743	6.92	6.781
1449	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.007881	6.92	6.781
1460	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.007102	6.92	6.782
1471	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.006401	6.92	6.782
1482	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.005769	6.92	6.783
1493	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.005199	6.92	6.783
1504	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.004685	6.92	6.783
1515	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.004223	6.92	6.784
1526	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.003805	6.92	6.784
1537	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.003429	6.92	6.784

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
1548	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.00309	6.92	6.784
1559	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.002784	6.92	6.784
1570	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.002508	6.92	6.785
1581	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.00226	6.92	6.785
1592	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.002035	6.92	6.785
1603	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.001833	6.92	6.785
1614	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.00165	6.92	6.785
1625	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.001485	6.92	6.785
1636	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.001336	6.92	6.785
1647	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.001202	6.92	6.785
1658	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.00108	6.92	6.785
1669	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0009701	6.92	6.786
1680	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0008705	6.92	6.786
1691	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0007804	6.92	6.786
1702	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0006986	6.92	6.786
1713	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0006244	6.92	6.786
1724	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0005568	6.92	6.786
1735	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0004953	6.92	6.786
1746	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.000439	6.92	6.786
1757	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0003875	6.92	6.786
1768	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0003402	6.92	6.786
1779	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0002965	6.92	6.786
1790	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0002561	6.92	6.786
1801	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0002183	6.92	6.786
1812	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.000183	6.92	6.786
1823	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0001496	6.92	6.786

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
1834	1.2 DL + 1.4 F	Combination	0.0001178	6.92	6.786
1845	1.2 DL + 1.4 F	Combination	8.723E-05	6.92	6.786
1856	1.2 DL + 1.4 F	Combination	5.764E-05	6.92	6.786
1867	1.2 DL + 1.4 F	Combination	2.866E-05	6.92	6.786
1878	1.2 DL + 1.4 F	Combination	1.239E-14	6.92	6.786
1889	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-2.87E-05	6.92	6.786
1900	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-5.76E-05	6.92	6.786
1911	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-8.72E-05	6.92	6.786
1922	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000118	6.92	6.786
1933	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00015	6.92	6.786
1944	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000183	6.92	6.786
1955	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000218	6.92	6.786
1966	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000256	6.92	6.786
1977	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000297	6.92	6.786
1988	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00034	6.92	6.786
1999	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000388	6.92	6.786
2010	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000439	6.92	6.786
2021	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000495	6.92	6.786
2032	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000557	6.92	6.786
2043	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000624	6.92	6.786
2054	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000699	6.92	6.786
2065	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00078	6.92	6.786
2076	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.000871	6.92	6.786
2087	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00097	6.92	6.786
2098	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00108	6.92	6.785
2159	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.001202	6.92	6.785

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
2120	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.001336	6.92	6.785
2131	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.001485	6.92	6.785
2142	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00165	6.92	6.785
2153	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.001833	6.92	6.785
2164	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.002035	6.92	6.785
2175	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00226	6.92	6.785
2186	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.002508	6.92	6.785
2197	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.002784	6.92	6.784
2208	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.00309	6.92	6.784
2219	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.003429	6.92	6.784
2230	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.003805	6.92	6.784
2241	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.004223	6.92	6.784
2252	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.004685	6.92	6.783
2263	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.005199	6.92	6.783
2274	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.005769	6.92	6.783
2285	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.006401	6.92	6.782
2296	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.007102	6.92	6.782
2307	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.007881	6.92	6.781
2318	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.008743	6.92	6.781
2329	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.009701	6.92	6.78
2340	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.011	6.92	6.779
2351	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.012	6.92	6.779
2362	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.013	6.92	6.778
2373	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.015	6.92	6.777
2384	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.016	6.92	6.776
2395	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.018	6.92	6.775

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
2406	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.02	6.92	6.773
2417	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.022	6.92	6.772
2428	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.025	6.92	6.77
2439	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.027	6.92	6.769
2450	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.03	6.92	6.767
2461	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.033	6.92	6.765
2472	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.037	6.92	6.763
2483	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.041	6.92	6.76
2494	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.045	6.92	6.758
2505	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.049	6.92	6.755
2516	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.054	6.92	6.752
2527	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.06	6.921	6.749
2538	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.066	6.921	6.746
2549	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.072	6.921	6.743
2560	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.079	6.922	6.74
2571	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.087	6.923	6.737
2582	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.095	6.924	6.734
2593	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.105	6.926	6.732
2604	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.116	6.928	6.73
2615	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.128	6.931	6.728
2626	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.142	6.934	6.728
2637	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.159	6.939	6.728
2648	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.179	6.945	6.729
2659	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.204	6.954	6.73
2670	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.233	6.967	6.731
2681	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.271	6.985	6.732

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
2692	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.316	7.016	6.733
2703	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.377	7.069	6.733
2714	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.452	7.17	6.736
2725	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.553	7.391	6.752
2736	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.697	8.06	6.8
2747	1.2 DL + 1.4 F	Combination	-0.856	9.483	7.166

F2 maks = 9.483 KN.

Direncanakan angkur menggunakan :

Chemical Anchor HILTI HIT-RE 500 v3

Type : BST500s D12

Diameter : 12 mm (A_{brg} = 113,04 mm²)

Panjang : 110 mm

Tebal atas : 140 mm

Mutu : 500 MPa

1. Menghitung Kapasitas Cabut Awal

Karena tidak terdapat retak saat pemasangan angkur di beton eksisting, maka digunakan nilai Ψ_c

$\Psi_c = 1,4$ (SNI 2847-2013 pasal D.5.3.6)

$$Np_n = \Psi_c * Np$$

Nilai Np sendiri dicari berdasarkan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.7 di mana :

$$\begin{aligned} Np &= 8 * A_{brg} * f_c' \\ &= 8 * 113,04 * 30 \\ &= 27.130 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Mencari nilai “eh”

Pengertian “eh” menurut SNI 2847-2013 sendiri adalah jarak dari permukaan dalam baut, namun pada kasus ini digunakan nilai eh sesuai yang ada di pasal D.5.3.5 di mana :

$$3 da \leq eh \leq 4,5 da$$

*Nilai eh dianggap panjang angkur keseluruhan
 $eh_{\text{asumsi}} = 110 \text{ mm}$

Control nilai eh !

$$3 da \leq eh \leq 4,5 da$$

$$3 (12) \leq 110 \leq 4,5 (12)$$

$$36 \leq 110 \leq 54 \text{ (TIDAK OK!)}$$

*Maka diambil nilai eh = 72 mm

3. Menghitung Kapasitas Nominal Cabut

Tetapi nilai nominal untuk baut tunggal harus melebihi dari kontrol di persamaan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.5 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_{p_{\min}} &= 0,9 * fc' * eh * da \\ &= 0,9 * 30 * 110 * 12 \\ &= 17.496 \text{ N} \end{aligned}$$

Kembali ke persamaan awal SNI 2847-2013 pasal D.5.3.6 nilai nominal cabut dari angkur yang direncanakan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_p &= \Psi_c * N_p \\ &= 1,4 * 27.130 \\ &= 37.981,44 \text{ N} \end{aligned}$$

Control!

$$\begin{aligned} N_{pn} &> N_{p_{\min}} \\ 37.981,44 \text{ N} &> 17.496 \text{ N (OK!)} \end{aligned}$$

4. Control Terhadap Gaya Terjadi

Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap gaya yang terjadi akibat kombinasi beban hidrostatis, sesuai dengan pasal D.4.1.1 untuk angkur yang dicek berdasarkan kapasitas cabutnya, nominal harus dikontrol sebagai berikut :

$$\phi N_{pn} > N_u$$

*Dengan faktor reduksi $\phi = 0,75$ (Beban Tarik)

Namun untuk penggunaan angkur adesif, diperlukan faktor reduksi tambahan sesuai dengan pasal D.4.1.2 sebagai berikut :

$$0,55\phi N_{pn} > N_u$$

Control!

$$\begin{array}{rcl} 0,55\phi N_{pn} & > & N_{ult} \\ (0,55)(0,75)(37.981,44) & < & 9.483 \text{ N} \\ 15.667,34 \text{ N} & < & 9.483 \text{ N (OK!)} \end{array}$$

5. Perencanaan spasi dan jarak tepi

c. Perencanaan spasi

Penentuan spasi didasari pada SNI 2847-2013 pasal D.8.1 tentang jarak dari pusat ke pusat angkur minimum sebagai berikut :

D.8.1 Kecuali bila ditentukan sesuai dengan D.8.4, spasi pusat ke pusat minimum angkur harus sebesar $4d_a$ untuk angkur yang dicor di dalam yang tidak akan terpuntir, dan $6d_a$ untuk angkur yang dicor di dalam dengan puntir dan angkur pasca pasang.

Diambil :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4d_a \\ &= 4*(12) \\ &= 48 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil s = 50 mm

d. Perencanaan jarak tepi

Penentuan jarak tepi didasari pada SNI 2847-2013 pasal D.8.3 tentang jarak ke tepi beton dari angkur minimum sebagai berikut :

yang ditentukan oleh uji sesuai dengan ACI 355.2 atau ACI 355.4M, dan tidak boleh kurang dari 2,0 kali ukuran agregat maksimum. Dengan tidak adanya informasi uji ACI 355.2 atau ACI 355.4M spesifik produk, jarak tepi minimum harus diambil sebesar tidak kurang dari:

Angkur adesif.....	6d _a
Angkur bertakik.....	6d _a
Angkur terkontrol puntir.....	8d _a
Angkur terkontrol perpindahan.....	10d _a

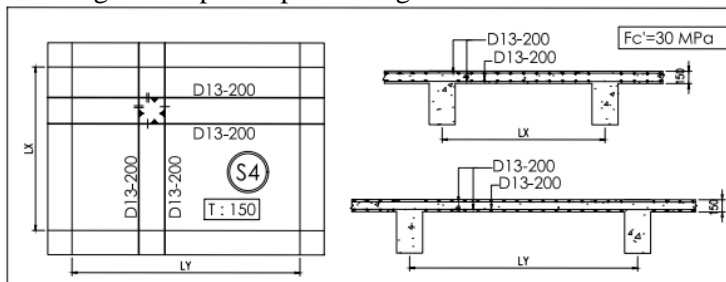
Diambil :

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &= 6d_a \\
 &= 6*(12) \\
 &= 72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Diambil s = 100 mm

5.7 Kontrol Kapasitas Pelat Bawah

Selanjutnya dilakukan control lebar kapasitas pada pelat bawah yang menahan beban air, pelat eksisting adalah pelat tipe S4 dengan tebal 150 mm :

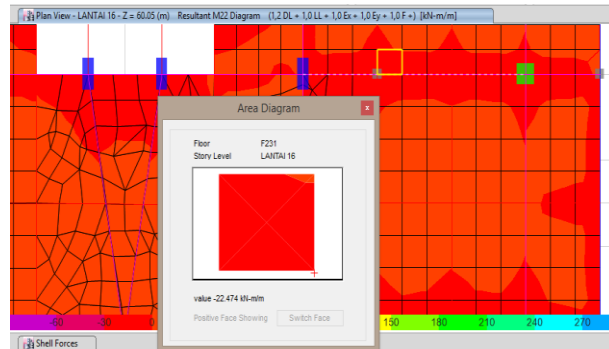


Gambar 5.11 Detail Pelat S4 t = 150 mm

5.7.1 Perhitungan Momen Terjadi

Perhitungan dilakukan dengan menggunakan modelling pada aplikasi ETABS pada pelat atap yang diubah fungsi menjadi tangki air, digunakan

kombinasi terbesar yaitu **1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 Ex + 1,0 Ey + 1,0 F** dan didapati hasil momen terbesar pada M2-2 seperti pada gambar di bawah ini



Gambar 5.12 Output Shell Forces M2-2

5.7.2 Perhitungan Kapasitas Pelat

Diketahui :

- Mutu Beton (f_c') = 30 MPa
 Tebal selimut = 40 mm
 Mutu Baja = 400 MPa
 Tulangan = ϕ 13-200 ($A_s = 1131 \text{ mm}^2$)

1. Menentukan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} d &= t - s - 0,5*d \\ &= 150 - 40 - 0,5*(13) \\ &= 103,5 \end{aligned}$$

2. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= \frac{1131}{(1000 * 103,5)} \\ &= 0,0159 \end{aligned}$$

3. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned}
 R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{cr}} \right) \\
 &= 0,85 * 0,0159 * 400 \left(1 - \frac{0,0159 * 400}{1,7 * 30} \right) \\
 &= 3,396
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= R_u b d^2 \\
 &= 3,396 * 1000 * 103,5^2 \\
 &= 36.388.794 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_n = 36,388 \text{ KN-m}}$$

4. Kontrol Kapasitas Momen

Control nominal momen :

$$\phi M_n > M_u \text{ maks}$$

$$0,85 * (36,388) > 22,474$$

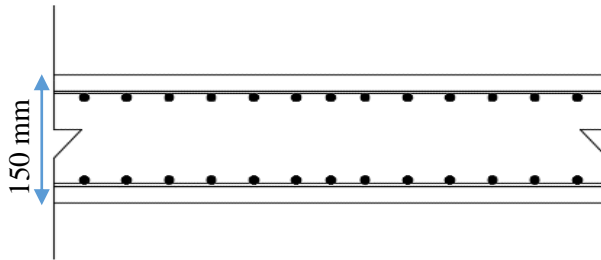
$$29,110 \text{ KN.m/m} > 22,474 \text{ KN.m/m} \text{ (OK!)}$$

Dapat disimpulkan pelat eksisting **sudah memenuhi** persyaratan kapasitasnya dalam menahan beban air sehingga tidak perlu dilakukan perkuatan lentur di pelat atap.

5.7.3 Kontrol Retak Pelat Eksisting

Diketahui :

$$M_u = 22,474 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.13 Penampang Pelat Eksisting

1. Asumsi 1 ($x = d/3$)

$$\begin{aligned} dx &= 150 \\ x &= \frac{150}{3} \\ &= 34,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\ &= \left(\frac{150-34,5}{103,5-34,5} \right) * 0,55 \\ &= 0,550 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ &= \frac{(22.474 * 10^6 * \frac{1.000 * 150 * 0,550 * (150-34,5)}{3})}{1.131 * \left(103,5 - \frac{34,5}{3} \right)} \\ &= \frac{19297750}{104052} \\ &= 185.462 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ &= \frac{(185,462)(1.131) + 0,5(1000)0,550}{0,5(1000)(34,5)} \end{aligned}$$

$$= 14,001 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{d}{1+f_{sm}/(m*fc)} \\ &= \frac{d}{1+f_{sm}/\left(\frac{Es}{Ec}*fc\right)} \\ &= \frac{103,5}{1+185,462/\left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}}*14,001\right)} \\ x &= 38,263 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Asumsi 2 (x = 34,50+38,263)/2

$$\begin{aligned} x &= \frac{34,50+38,263}{2} \\ &= 36,681 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x}\right) * \text{faktor}_{tegang\text{-}regangan} \\ &= \left(\frac{150-36,681}{103,5-36,681}\right) * 0,55 \\ &= 0,550 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000*H*f_{ct}*(H-x)}{3}\right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3}\right) \\ &= \frac{\left(22.474*10^6 * \frac{1.000*150*0,550*(150-36,681)}{3}\right)}{1.131 * \left(103,5 - \frac{36,681}{3}\right)} \\ &= \frac{-3176250}{103342,72} \\ &= 30,735 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{f_{sm}A_{st}+0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ &= \frac{(36,330)(1.131)+0,5(1000)(150-36,681)0,658}{0,5(1000)(36,681)} \\ &= 3,628 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$x = \frac{d}{1+f_{sm}/(m*fc)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{d}{1 + f_{sm} / \left(\frac{E_s}{E_c} * f_c \right)} \\
 &= \frac{103,5}{1 + 30,735 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 3,628 \right)} \\
 x &= 49,516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Asumsi 3 ($x = 36,681 + 49,516$)/2

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{36,681 + 49,516}{2} \\
 &= 42,949 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{fcts} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangan-regangan}} \\
 &= \left(\frac{150 - 42,949}{103,5 - 42,949} \right) * 0,55 \\
 &= 0,550 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{fsm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\
 &= \frac{\left(22.474 * 10^6 * \frac{1.000 * 150 * 0,550 * (150 - 42,949)}{3} \right)}{1.131 * \left(103,5 - \frac{42,949}{3} \right)} \\
 &= \frac{-7512434,5}{1916505,78} \\
 &= 31,489 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{fc} &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\
 &= \frac{(31,489)(1.131) + 0,5(1000)(150 - 42,949)0,658}{0,5(1000)(42,949)} \\
 &= 3,029 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{d}{1 + f_{sm} / (m * f_c)} \\
 &= \frac{d}{1 + f_{sm} / \left(\frac{E_s}{E_c} * f_c \right)} \\
 &= \frac{103,5}{1 + 31,489 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 3,029 \right)}
 \end{aligned}$$

$$x = 44,270 \text{ mm}$$

Maka diambil : $x = 44,270 \text{ mm}$

4. Mencari tegangan tarik beban layan

$$\begin{aligned} I_{cr} &= 1000 * \frac{x^3}{3} + (m * A_{st})(d - x)^2 \\ &= 1000 * \frac{x^3}{3} + \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1.131\right)(103,5 - 44,270)^2 \\ &= 28.919.723,89 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{st} &= \frac{m * M_u * (d - x)}{I_{cr}} \\ &= \frac{\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 22.474 * 10^6 * (103,5 - 202,481)}{28.919.723,89} \\ &= 373,23 \text{ MPa} \end{aligned}$$

5. Mencari lebar retak yang terjadi

$$\begin{aligned} w_{cr} &= (m * 10^{-6}) * \sqrt[3]{dc(A_{st})} \left(\frac{H-x}{d-x}\right) f_{st} \\ &= \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 10^{-6}\right) * \sqrt[3]{40(1.131)} \left(\frac{150-44,27}{103,5-44,27}\right) 373,23 \\ &= 0,365 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka lebar retak (w_{cr}) = 0,365 mm

Cek nilai lebar maksimum menurut peraturan ACI Committee No. 224, tahun 1972 mengenai lebar retak izin pada struktur beton bertulang.

Tabel 4.19. Lebar Retak Izin

Beton yang bersentuhan dengan	Lebar retak
	yang diizinkan (mm)

Udara Kering	0.4064
Udara Lembab, Tanah	0.3048
Larutan BahanKimia	0.1778
Air laut dan percikan air laut	0.1524
Digunakan pada struktur penahan air	0.1016

(Sumber : ACI-224, 1972)

Control!

Retak Terjadi < Retak Maksimum
 0,365 mm < 0,1016 mm **(TIDAK OK!)**

Dapat disimpulkan bahwa lebar retak yang diperkirakan terjadi pada pelat bawah akibat beban air tidak memenuhi lebar retak maksimum yang disyaratkan menurut peraturan ACI Committee No. 224, tahun 1972, untuk itu diperlukan perkuatan pada beton pelat ini, direncanakan perkuatan dilakukan dengan cara penebalan lapisan beton (*Concrete Jacketing*).

5.8 Perencanaan Jacketing Pelat

Preliminary design perencanaan penebalan dilakukan mengacu pada peraturan IS 15988:2013 tentang evaluasi dan perkuatan akibat beban gempa, SNI 2847-2013 pasal 10.3.8 bagian komposit beton dengan beton yang disesuaikan dengan penelitian oleh (Waghmare, 2013) tentang pendetailan dimensi *Concrete Jacketing*.

Properties of jackets	<ul style="list-style-type: none"> Match with the concrete of the existing structure. Compressive strength greater than that of the existing structures by 5 N/mm² or at least equal to that of the existing structure.
Minimum width of jacket	<ul style="list-style-type: none"> 10 cm for concrete cast-in-place and 4 cm for shotcrete. If possible, four-sided jacket should be used. A monolithic behaviour of the composite column should be assured. Narrow gap should be provided to prevent any possible increase in flexural capacity.
Minimum area of longitudinal reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> $3Af_r$, where, A is the area of contact in cm² and f_r is in kg/cm² Spacing should not exceed six times of the width of the new elements (the jacket in the case) up to the limit of 60 cm. Percentage of steel in the jacket with respect to the jacket area should be limited between 0.015 and 0.04. At least, 12 mm bar should be used at every corner for a four sided jacket.
Minimum area of transverse reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> Designed and spaced as per earthquake design practice. Minimum bar diameter used for ties is not less than 10 mm or 1/3 of the diameter of the biggest longitudinal bar. The ties should have 135-degree hooks with 10bar diameter anchorage.

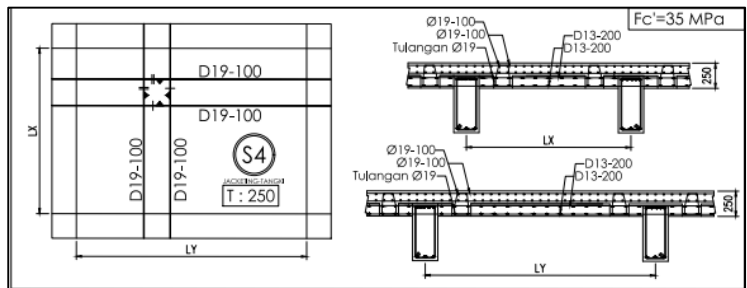
10.13.8.4 Spasi vertikal pengikat transversal tidak boleh melebihi 16 diameter batang tulangan longitudinal, 48 diameter batang tulangan pengikat, atau 0,5 kali dimensi sisi terkecil komponen struktur komposit.

10.13.8.5 Batang tulangan longitudinal yang berada dalam pengikat tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas neto penampang beton.

10.13.8.6 Sebuah batang tulangan longitudinal harus ditempatkan di setiap sudut penampang persegi, dengan batang tulangan lainnya dipasang dengan spasi tidak lebih jauh dari setengah dimensi sisi terkecil komponen struktur komposit.

10.13.8.7 Batang tulangan longitudinal yang berada dalam daerah pengikat diizinkan untuk digunakan dalam menghitung A_{sx} dan I_{sx} .

dengan metode *trial-error* pada program Excel 2013 menggunakan momen ultimate awal sebesar $M_u = 22,474 \text{ KN-m/m}$ dan dihasilkan penampang baru sebagai berikut :



Gambar 5.14 Detail Pelat S4-A(J) $t = 210 \text{ mm}$

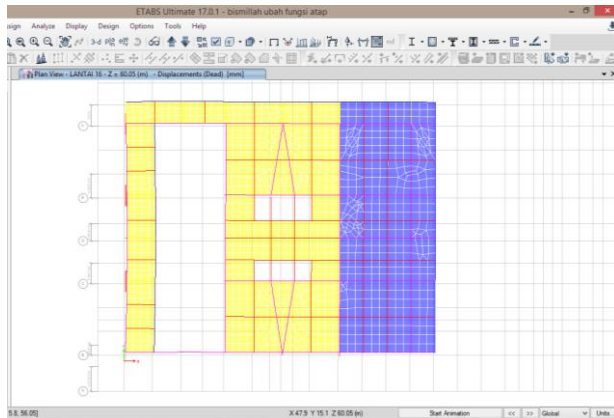
Direncanakan :

Mutu Beton (f_c') = 40 MPa

Tebal perkuatan	= 250 mm
Tebal jacketing	= 100 mm
Mutu Baja	= 420 MPa
Tulangan	= ϕ 19-100 (As = 1890 mm ²)

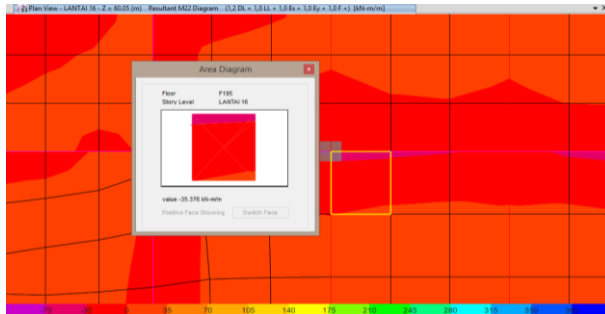
5.8.1 Perhitungan Momen Terjadi

Perhitungan dilanjutkan dengan melakukan kembali modelling pada aplikasi ETABS pada pelat atap yang yang semula dimodelkan dengan tebal 150 mm diubah menjadi tebal 210 mm. Dengan mutu beton 35 MPa seperti yang dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 5.15 *Re-Modelling* Pelat Atap

Karena berat pelat yang meningkat akibat penebalan, maka momen yang terjadi akibat beban mati ikut berubah, momen terbesar M2-2 yang terjadi pada atap yang baru adalah sebagai berikut :



Gambar 5.16 Output Shell Forces M2-2

5.8.2 Perhitungan Kapasitas Pelat Jacketing

Diketahui :

- Mutu Beton (f_c') = 35 MPa
 Tebal selimut = 30 mm
 Mutu Baja = 420 MPa
 Tulangan = ϕ 19-100 ($A_s = 1890 \text{ mm}^2$)

1. Menentukan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} d &= t - s - 0,5*d \\ &= 210 - 30 - 0,5*(19) \\ &= 160,5 \end{aligned}$$

2. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= 1890 / (1000 * 160,5) \\ &= 0,0117 \end{aligned}$$

3. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'} \right) \\ &= 0,85 * 0,0117 * 400 \left(1 - \frac{0,0117 * 400}{1.7 * 30} \right) \\ &= 3,896 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= R_u b d^2 \\
 &= 3,896 * 1000 * 160,5^2 \\
 &= 94.510.761,88 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 94,510 \text{ KN-m}$$

4. Kontrol Kapasitas Momen

Control nominal momen :

$$\phi M_n > Mu \text{ maks}$$

$$0,85 * (94,510) > 35,678$$

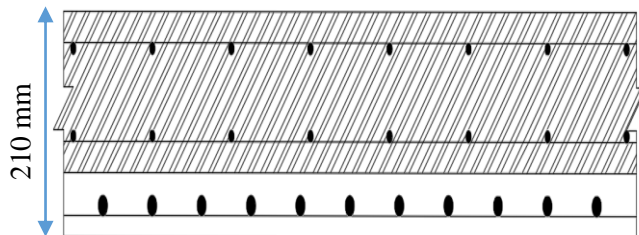
$$80,334 \text{ KN.m/m} > 35,376 \text{ KN.m/m (OK!)}$$

Dapat disimpulkan pelat atap yang telah dipertebal **sudah memenuhi** persyaratan kapasitasnya dalam menahan beban air.

5.8.3 Kontrol Retak Pelat Jacketing

Diketahui :

$$Mu = 35,678 \text{ KN-m/m}$$



Gambar 5.17 Penampang Pelat Jacketing

1. Asumsi 1 ($x = d/3$)

$$dx = 170,5$$

$$x = \frac{210}{3}$$

$$= 56,83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} &= \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangangan-regangan}} \\ &= \left(\frac{210-56,83}{170,5-56,83} \right) * 0,55 \\ &= 0,550 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ &= \frac{(35,678 * 10^6 * \frac{1.000 * 210 * 0,550 * (210-56,83)}{3})}{1.131 * \left(170,5 - \frac{56,83}{3} \right)} \\ &= \frac{29479083.33}{286440} \\ &= 102,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx} \\ &= \frac{(185,462)(1.131) + 0,5(1000)0,550}{0,5(1000)(56,83)} \\ &= 8,327 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{d}{1 + f_{sm} / (m * f_c)} \\ &= \frac{d}{1 + f_{sm} / \left(\frac{E_s}{E_c} * f_c \right)} \\ &= \frac{170,5}{1 + 185,102,92 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 14,001 \right)} \\ x &= 60,101 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Asumsi 2 ($x = 56,883 + 60,101$)/2

$$\begin{aligned} x &= \frac{56,883 + 60,101}{2} \\ &= 58,467 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_{ct} = \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{\text{tegangangan-regangan}}$$

$$= \left(\frac{210-58,467}{170,5-58,467} \right) * 0,55$$

$$= 0,550 \text{ MPa}$$

$$f_{sm} = \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$= \frac{(35,678 * 10^6 * \frac{1.000 * 210 * 0,550 * (210-58,467)}{3})}{1.890 * \left(170,5 - \frac{58,467}{3} \right)}$$

$$= \frac{-5896916,667}{285410,5828}$$

$$= 20,661 \text{ MPa}$$

$$f_c = \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5b(H-x)f_{ct}}{0,5bx}$$

$$= \frac{(36,330)(1.890) + 0,5(1000)(210-58,467)0,658}{0,5(1000)(58,467)}$$

$$= 2,761 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{d}{1 + f_{sm}/(m * f_c)}$$

$$= \frac{d}{1 + f_{sm}/\left(\frac{E_s}{E_c} * f_c\right)}$$

$$= \frac{170,5}{1 + 20,661 / \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 3,628\right)}$$

$$x = 80,725 \text{ mm}$$

3. Asumsi 3 (x = 36,681+49,516)/2

$$x = \frac{58,467 + 80,725}{2}$$

$$= 69,596 \text{ mm}$$

$$f_{cts} = \left(\frac{H-x}{d-x} \right) * \text{faktor}_{tegang\text{-}regangan}$$

$$= \left(\frac{210-69,596}{170,5-69,596} \right) * 0,55$$

$$= 0,550 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_{sm} &= \left(Mu * \frac{1.000 * H * f_{ct} * (H-x)}{3} \right) / A_{st} * \left(d - \frac{x}{3} \right) \\
 &= \frac{(35,678 * 10^6 * \frac{1.000 * 210 * 0,550 * (210 - 69,596)}{3})}{1.890 * (170,5 - \frac{69,596}{3})} \\
 &= \frac{-5896916.667}{278399.46} \\
 &= 21,181 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{f_{sm} A_{st} + 0,5 b (H-x) f_{ct}}{0,5 b x} \\
 &= \frac{(31,489)(1.890) + 0,5(1000)(210 - 69,596)0,658}{0,5(1000)(69,596)} \\
 &= 2,260 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{d}{1 + f_{sm} / (m * f_c)} \\
 &= \frac{d}{1 + f_{sm} / (\frac{E_s}{E_c} * f_c)} \\
 &= \frac{170,5}{1 + 31,489 / (\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 3,029)} \\
 x &= 71,250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka diambil : $x = 71,250 \text{ mm}$

4. Mencari tegangan tarik beban layan

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= 1000 * \frac{x^3}{3} + (m * A_{st})(d - x)^2 \\
 &= 1000 * \frac{x^3}{3} + (\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 1.890)(170,5 - 71,250)^2 \\
 &= 120.569.586,7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{st} &= \frac{m * M_u * (d-x)}{I_{cr}} \\
 &= \frac{\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 18,243 * 10^6 * (170,5 - 71,250)}{120.569.586,7} \\
 &= 129,91 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

5. Mencari lebar retak yang terjadi

$$\begin{aligned}
 Wcr &= (m * 10^{-6}) * \sqrt[3]{dc(A_{st})} \left(\frac{H-x}{d-x}\right) f_{st} \\
 &= \left(\frac{200.000}{4700\sqrt{30}} * 10^{-6}\right) * \sqrt[3]{40(1.890)} \left(\frac{210-71,250}{170,5-71,250}\right) 373,23 \\
 &= 0,078 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka lebar retak (wcr) = 0,078 mm

Cek nilai lebar maksimum menurut peraturan ACI Committee No. 224, tahun 1972 mengenai lebar retak izin pada struktur beton bertulang.

Tabel 4.20. Lebar Retak Izin

Beton yang bersentuhan dengan	Lebar retak
	yang diizinkan (mm)
Udara Kering	0.4064
Udara Lembab, Tanah	0.3048
Larutan Bahan Kimia	0.1778
Air laut dan percikan air laut	0.1524
Digunakan pada struktur penahan air	0.1016

(Sumber : ACI-224, 1972)

Control!

Retak Terjadi < Retak Maksimum
 0,078 mm < 0,1016 mm **(OK!)**

Dapat disimpulkan bahwa lebar retak yang diperkirakan terjadi pada pelat bawah akibat beban air telah memenuhi lebar retak maksimum yang disyaratkan menurut peraturan ACI Committee No. 224, tahun 1972, selanjutnya dilakukan perencanaan penutup tangki.

5.8.4 Perencanaan *Shear Connector*

Shear Connector direncanakan menggunakan *chemical anchor* di mana perhitungannya mengacu pada peraturan SNI 2847-2013 pasal D.5.1 dan kontrol cabut pada SNI 2847-2013 pasal D.5.3

A. Arah X (L = 14 m)

1. Cek C_{\max} dan T_{\max} !

Pertama – tama ditinjau terlebih dulu gaya aksial yang terjadi, apakah dikarenakan gaya tekan beton (C_{\max}) ataukah gaya tarik baja (T_{\max}) pada masing – masing pelat lantai (eksisting dan jacketing) sebagai berikut :

PELAT EKSISTING

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,85 * f'c * b_{eff} * ts \\ &= 0,85 * 30 * (14000 - 2 * 250) * 150 \\ &= 53.550.000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= As * fy \\ &= 1131 * 400 \\ &= 452.400 \text{ N} \end{aligned}$$

PELAT JACKETING

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,85 * f'c * b_{eff} * ts \\ &= 0,85 * 35 * (14000 - 2 * 250) * 150 \\ &= 62.475.000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= As * fy \\ &= 2.835 * 400 \\ &= 1.134.000 \text{ N} \end{aligned}$$

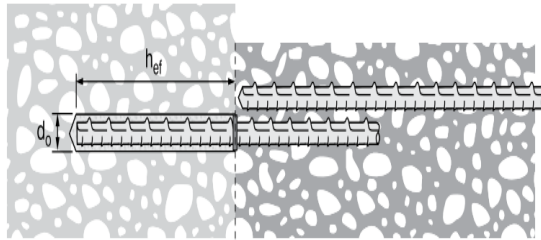
Diambil nilai geser ultimate = Cmax jacketing
Maka $V_1 = 62.475.000 \text{ N}$.

Untuk merencanakan kekuatan geser yang perlu ditahan oleh stud akibat pergeseran pada

pelat jacketing, digunakan safety factor ($\phi = 0,9$),
geser rencana =

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_l}{\phi} \\ &= \frac{62.475.000}{0,9} \\ &= 69.416.666,67 \text{ N} \\ &= 69.416,67 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Hitung kebutuhan shear connector



Direncanakan angkur menggunakan :

Chemical Anchor HILTI HIT-RE 500 v3

Type : BST500s D20

Diameter : 20 mm

Panjang (hef) : 100 mm

Mutu : 500 MPa (Brosur)

Untuk perhitungan kekuatan kapasitas angkur digunakan rumusan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal D.5.1 mengenai kekuatan nominal angkur kanal baja sebagai berikut :

$$N_{sa} = A_{se} * f_{uta}$$

$$\begin{aligned} A_{sa} &= \frac{1}{4} \pi D * l \\ &= \frac{1}{4} \pi * 20 * 100 \end{aligned}$$

$$= 1.413 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{sa} &= A_{se} * f_{uta} \\ &= 1.413 * 500 \\ &= 777,15 \text{ KN} \\ &= 777.150 \text{ N} \end{aligned}$$

Perencanaan kebutuhan angkur minimal didasarkan pada SNI 1729-2012 pasal I8-2c di mana :

$$n_{angkur} = \frac{Q_{ultimate}}{\phi Q_n}$$

Angkur arah X (L = 14 m)

$$\begin{aligned} n_{angkur} &= \frac{69.416,67}{0,9 * 1.471,875} \\ &= 90 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan angkur spasi = 150 mm

Jarak tepi = 200 mm (SNI 2847-2013 ps. D.8.2)

3. Kontrol cabut angkur

Evaluasi kontrol cabut angkur didasarkan pada SNI 2847-2013 pasal D.5.3 di mana untuk angkur kekuatan nominal cabutnya digunakan persamaan :

$$N_p = 0,9 * f_{c'} * e_n * d_b$$

$$\begin{aligned} N_p &= 0,9 * f_{c'} * e_n * d_b \\ &= 0,9 * 30 * 90 * 20 \\ &= 631.800 \text{ N} \\ &= 631,800 \text{ KN} \end{aligned}$$

Evaluasi kemudian didasarkan pada persamaan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.1 di mana untuk beton yang belum mengalami keretakan digunakan nilai faktor $\Psi_c = 1,4$

$$N_{pn} = \Psi_c * N_p$$

Maka nilai nominal cabut angkur :

$$\begin{aligned} N_{pn} &= \Psi_c * N_p \\ &= 1,4 * 631,800 \\ &= 884,520 \text{ KN} \end{aligned}$$

Jumlah angkur yang terpasang =

$$\begin{aligned} n_{\text{pasang}} &= \frac{(L-2*t)-(jarak\ tepi*2)}{\text{spasi\ rencana}} \\ &= \frac{(14000-2*250)-(250*2)}{150} \\ &= 91 \text{ buah.} \end{aligned}$$

V_u yang ditahan satu buah angkur :

$$\begin{aligned} V_{u-1} &= \frac{V_u}{n\ \text{angkur}} \\ &= \frac{69.416,67}{91} \\ &= 762,82 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek!

$$\begin{aligned} N_{pn} &> V_u \\ 884,620 \text{ KN} &> 762,82 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

B. Arah Y (L = 32 m)

1. Cek C_{\max} dan T_{\max} !

Pertama – tama ditinjau terlebih dulu gaya aksial yang terjadi, apakah dikarenakan gaya tekan beton (C_{\max}) ataukah gaya tarik baja (T_{\max}) pada masing – masing pelat lantai (eksisting dan jacketing) sebagai berikut :

PELAT EKSISTING

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,85 * f'c * b_{eff} * ts \\
 &= 0,85 * 30 * (32000 - 2 * 300) * 150 \\
 &= 122.400.000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= As * fy \\
 &= 1131 * 400 \\
 &= 452.400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

PELAT JACKETING

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,85 * f'c * b_{eff} * ts \\
 &= 0,85 * 35 * (32000 - 2 * 300) * 150 \\
 &= 142.800.000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

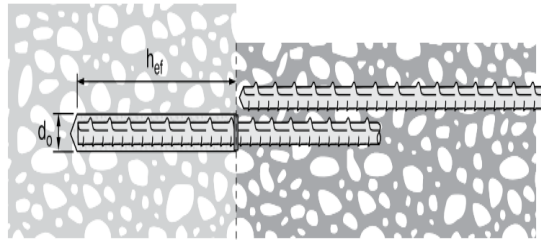
$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= As * fy \\
 &= 2.835 * 400 \\
 &= 1.134.000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai geser ultimate = Cmax jacketing
Maka $V_l = 142.800.000 \text{ N}$.

Untuk merencanakan kekuatan geser yang perlu ditahan oleh stud akibat pergeseran pada pelat jacketing, digunakan safety factor ($\phi = 0,9$), geser rencana =

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{V_l}{\phi} \\
 &= \frac{142.800.000}{0,9} \\
 &= 158.666.666,7 \text{ N} \\
 &= 158.666,67 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

2. Hitung kebutuhan shear connector



Direncanakan angkur menggunakan :
Chemical Anchor HILTI HIT-RE 500 v3

Type : BST500s D20
 Diameter : 20 mm
 Panjang (hef) : 100 mm
 Mutu : 500 MPa (Brosur)

Untuk perhitungan kekuatan kapasitas angkur digunakan rumusan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal D.5.1 mengenai kekuatan nominal angkur kanal baja sebagai berikut :

$$N_{sa} = A_{se} * f_{uta}$$

$$\begin{aligned} A_{sa} &= \frac{1}{4} \pi D * l \\ &= \frac{1}{4} \pi * 20 * 90 \\ &= 1.413 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{sa} &= A_{se} * f_{uta} \\ &= 1.413 * 500 \\ &= 777,15 \text{ KN} \\ &= 777.150 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan angkur spasi = 150 mm
 Jarak tepi = 200 mm (SNI 2847-2013 ps. D.8.2)

Perencanaan kebutuhan angkur minimal didasarkan pada SNI 1729-2012 pasal 18-2c di mana :

$$n_{\text{angkur}} = \frac{Q_{\text{ultimate}}}{\phi Q_n}$$

Angkur arah X (L = 14 m)

$$\begin{aligned} n_{\text{angkur}} &= \frac{158.666,67}{0,9 \cdot 1.471,875} \\ &= 225 \text{ buah} \end{aligned}$$

3. Kontrol cabut angkur

Evaluasi kontrol cabut angkur didasarkan pada SNI 2847-2013 pasal D.5.3 di mana untuk angkur kekuatan nominal cabutnya digunakan persamaan :

$$N_p = 0,9 * f_c' * e_h * d_b$$

$$\begin{aligned} N_p &= 0,9 * f_c' * e_h * d_b \\ &= 0,9 * 30 * 90 * 20 \\ &= 631.800 \text{ N} \\ &= 631,800 \text{ KN} \end{aligned}$$

Evaluasi kemudian didasarkan pada persamaan SNI 2847-2013 pasal D.5.3.1 di mana untuk beton yang belum mengalami keretakan digunakan nilai faktor $\Psi_c = 1,4$

$$N_{pn} = \Psi_c * N_p$$

Maka nilai nominal cabut angkur :

$$\begin{aligned} N_{pn} &= \Psi_c * N_p \\ &= 1,4 * 631,800 \\ &= 884,520 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah angkur yang terpasang} &= \\
 n_{\text{pasang}} &= \frac{(L-2*t)-(jarak\ \text{tepi}*2)}{\text{spasi\ rencana}} \\
 &= \frac{(32000-2*300)-(300*2)}{150} \\
 &= 311 \text{ buah.}
 \end{aligned}$$

V_u yang ditahan satu buah angkur :

$$\begin{aligned}
 V_{u-1} &= \frac{V_u}{n \text{ angkur}} \\
 &= \frac{158.666,67}{311} \\
 &= 762,82 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek!

$$\begin{aligned}
 N_{pn} &> V_u \\
 884,620 \text{ KN} &> 762,82 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

C. Persyaratan Pendetailan

Jumlah angkur yang dihasilkan pada perhitungannya adalah jumlah minimal pada satu baris pada arah X dan Y, berikut adalah pendetailan spasi dan jarak tepinya, persyaratan pendetailan mengacu pada SNI 2847-2013 pasal D.8.1 sampai dengan D.8.5 tentang persyaratan pendetailan untuk mencegah pembelahan.

1. Jarak tepi angkur
Untuk beton normal, jarak tepi maksimum adalah sebesar **203 mm**
2. Spasi antar angkur

Spasi antar pusat angkur *Chemical Anchor* diambil masing – masing melebihi spasi minimal dari brosur

Setting information	Symbol	Units	Rebar size									
			10	12	14	16	20	25	28	30	32	
Nominal bit diameter	d_b	mm	14	16	18	20	25	32	35	37	40	
Effective embedment	minimum	$h_{e,min}$	60	70	80	80	90	100	112	120	128	
	maximum	$h_{e,max}$	200	240	280	320	400	500	560	600	640	
Minimum concrete member thickness	h_{con}	mm	$h_b + 30$			$h_b + 2d_b$						
Minimum edge distance ¹	c_{req}	mm	50	60	70	80	100	125	140	150	160	
Minimum anchor spacing	s_{min}	mm	50	60	70	80	100	125	140	150	160	

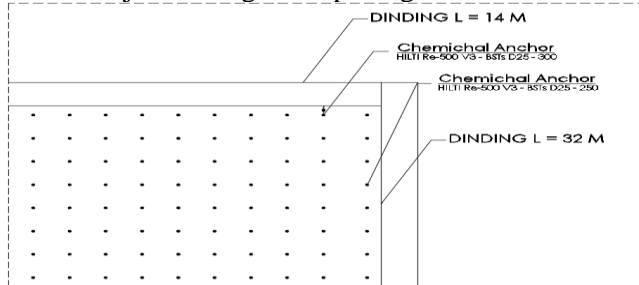
¹ Edge distance of 44mm is permitted provided the rebar remains un-torqued.

$$S_{min} = 100 \text{ mm}$$

Setelah melalui proses *trial and error* diambil jarak antar angkur :

1. Arah X = 150 mm **(OK!)**
2. Arah Y = 100 mm **(OK!)**

Dari persyaratan pendetailan tersebut, maka hasil akhir dari jumlah angkur terpasang =



Kontrol!

$$N_{pasang} > N_{perlu}$$

$$48_{buah} > 48_{buah} \text{ (OK!)}$$

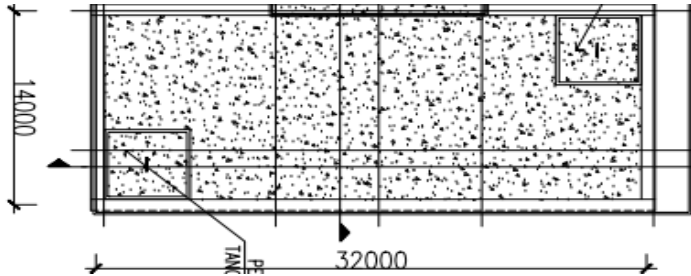
Kontrol!

$$N_{pasang} > N_{perlu}$$

$$125_{buah} > 108_{buah} \text{ (OK!)}$$

5.9 Perencanaan Penutup Tangki Air

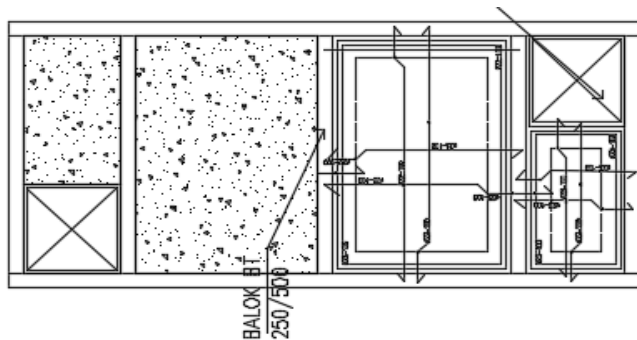
Berikut adalah tampak dari rencana penutup tangki air beton



Gambar 5.18 Tampak Atas Penutup Tangki

Direncanakan :

- a. Mutu Beton (MPa) : 30 MPa
- b. Mutu Tulangan : 400 MPa
- c. Tulangan : $\phi 16$
- d. Tebal (h) : 300 mm
- e. Selimut : 50 mm

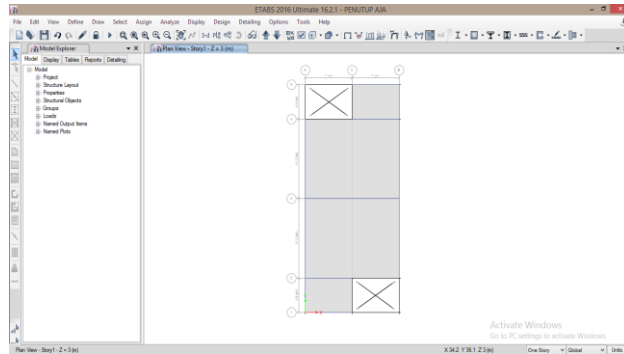


Gambar 5.19 Detail Struktur Penutup Tangki

Pada penutup tangki air, terdapat dua buah *manhole* dengan ukuran 5 m x 5m, namun untuk mempermudah perhitungan maka pelat dianggap tidak terdapat *manhole* sama sekali, dengan ukuran total 14 m x 32 m

5.9.1 Perencanaan Balok Pembagi

Direncanakan balok pembagi dengan dimensi 250/400, kemudian dilakukan permodelan pada program SAP2000 seperti pada gambar dibawah ini



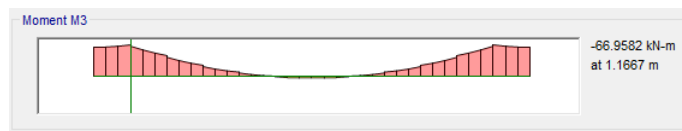
Gambar 5.20 Proses Permodelan Penutup Tangki Air

PENULANGAN LENTUR

Input beban yang bekerja pada permodelan adalah :

1. Beban Hidup (AREA LOADS)
 1. Beban Hidup Atap
= 0,96 KN/m²

Selanjutnya dikeluarkan output momen nominal pada balok pembagi yang terbesar, sebagai berikut :



$$M_u = 66,958 \text{ KN-m}$$

1. Perhitungan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} dx &= h - s - 0,5d \\ &= 500 - 40 - 0,5(22) \\ &= 349 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dy &= h - s - 0,5d - d \\
 &= 550 - 40 - 0,5(22) - 22 \\
 &= 287 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= 66,958 * 10^6 / 0,85 \\
 &= 77,774 \text{ kN.m/m}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Rasio Batas Penulangan

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 400 = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= \frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f_c'}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 30}{400} \\
 &= 0,024
 \end{aligned}$$

4. Penulangan arah Vertikal

$$\begin{aligned}
 R_{ny} &= \frac{M_n}{\phi b d^2} \\
 &= 77,774 * 10^6 / 0,85(1.000 * 349^2) \\
 &= 0,866
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \left(0,85 * \frac{f_c'}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(2Rn / 0,85 f_c'\right)}\right) \\
 &= \left(0,85 * \frac{30}{400}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 * 0,866 / 0,85 * 30\right)}\right) \\
 &= 0,022
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = \rho_{\min}$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho * b * dx \\
 &= 0,035 * 250 * 349
 \end{aligned}$$

$$= 1.144,5 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan: 4D22 (As ada = 1.527 mm²)

PENULANGAN GESER

Tulangan geser direncanakan minimum sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.3 di mana :

$$A_v \text{ min} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Direncanakan menggunakan spasi = 200 mm

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0,062 \sqrt{35} \frac{250 \cdot 200}{250} \\ &= 69,225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan $\phi 12 - 200$ 2 kaki

$$\begin{aligned} A_v \text{ ada} &= 3,14 * 0,25 * d^2 * \text{kaki} \\ &= 3,14 * 0,25 * 12^2 * 2 \\ &= 227,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Control!

$$\begin{aligned} A_v \text{ ada} &> A_v \text{ min} \\ 69,225 \text{ mm}^2 &> 227,24 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

5.9.2 Perencanaan Pelat Penutup

Beban yang bekerja pada pelat penutup adalah :

1. Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup Atap} \\ &= 0,96 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Mati

$$\begin{aligned} 1. \text{ Pelat Beton} &= 0,12 * (23,4) \text{ KN/m}^3 \\ &= 2,808 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Kombinasi (1,2 qDL + 1,6 qLL)

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ qDL} + 1,6 \text{ qLL} \\ &= 1,2 * (2,808) + 1,6 * (0,96) \text{ KN/m}^2 \\ &= 4,960 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan momen ultimate mengacu Tabel 13.3.2 PBI-1971 (Pelat tipe II)

$$L_y = 14000 \text{ mm}$$

$$L_x = 9000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_y/L_x &= 14000/9000 \\ &= 1,5 \end{aligned}$$

Maka digunakan koefisien pengali :

$$M_{tx} : 56$$

$$M_{ly} : 37$$

$$M_{ty} : 37$$

Maka momen ultimate :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= - 0.001 \times 4,960 \times 9^2 \times 56 \\ &= - 22,498 \text{ kg.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0.001 \times 4,960 \times 9^2 \times 56 \\ &= 22,498 \text{ kg.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= - 0.001 \times 4,960 \times 9^2 \times 37 \\ &= - 14,865 \text{ kg.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \times 4,960 \times 9^2 \times 37 \\ &= 14,865 \text{ kg.m/m} \end{aligned}$$

PENULANGAN LENTUR

Tinggi manfaat (d)

- Arah X (dx)

$$\begin{aligned} dx &= 200 - s - 0,5d \\ &= 200 - 50 - 0,5*16 \\ &= 142 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \text{ Arah } y \text{ (dy)} \\
 dy &= h - s - d - 0,5 d \\
 &= 200 - 50 - 16 - 0,5 * 16 \\
 &= 126 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Arah X

1. Tulangan Arah X

$$\begin{aligned}
 M_{tx} &= - 22,498 \text{ kg.m/m} \\
 M_{tx} &= - 22,498 \times 10^4 \text{ N.mm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{22,498 * 10^4}{0,85} \\
 &= 264.682,35 \text{ N.mm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{264.682,35}{0,85(1.000 * 242^2)} \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \left(0,85 * \frac{f_c'}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85f_c'}\right)}\right) \\
 &= \left(0,85 * \frac{30}{400}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 0,015}{0,85 * 30}\right)}\right) \\
 &= 0,0644
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = \frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f_c'}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 30}{400} \\
 &= 0,024
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\max} < \rho$, maka digunakan $\rho = \rho_{\max}$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho * b * d \\
 &= 0,024 * 1.000 * 142 \\
 &= 3.408 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan : ϕ 22 – 100 (As ada = 3801 mm²)

2. Tulangan Arah Y

$$M_{tx} = - 22,498 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{tx} = - 22,498 \times 10^4 \text{ N.mm/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{22,498 * 10^4}{0,85} \\
 &= 264.682,35 \text{ N.mm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{264.682,35}{0,85(1.000 * 242^2)} \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \left(0,85 * \frac{f_c'}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85f_c'}\right)}\right) \\
 &= \left(0,85 * \frac{30}{400}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 0,015}{0,85 * 30}\right)}\right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,0644$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{maks}} &= \frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f_c'}{f_y} \\ &= \frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 30}{400} \\ &= 0,024\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{maks}} < \rho$, maka digunakan $\rho = \rho_{\text{maks}}$

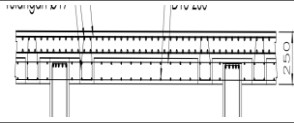
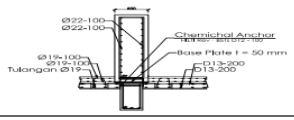
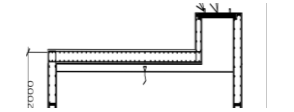
$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho * b * d \\ &= 0,024 * 1.000 * 142 \\ &= 3.408 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan : $\phi 22 - 100$ (As ada = 3801 mm²)

5.10 Rekapitulasi

Berikut adalah rekapitulasi dari desain penampang tangki air beton pada lantai atap.

Tabel 4.21. Rekapitulasi Desain Tangki Air

GAMBAR	Tipe Penampang	Tulangan		
		Tipe	Diameter	Jarak
	Pelat Eksisting	Arah X	Ø13 -	150
	t = 150 mm	Arah Y	Ø13 -	150
	Pelat Jacketing	Arah X	Ø19 -	100
	t = 250 mm	Arah Y	Ø19 -	100
	Dinding L = 14 m	Arah X	Ø22 -	100
	t = 600 mm	Arah Y	Ø22 -	100
	Dinding L = 32 m	Arah X	Ø22 -	150
	t = 800 mm	Arah Y	Ø22 -	150
	Penutup Tangki	Arah X	Ø22 -	100
	t = 200 mm	Arah Y	Ø22 -	100

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

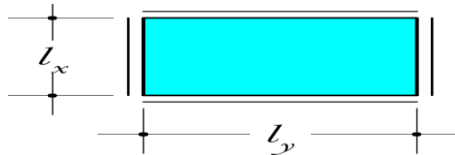
BAB VI PERHITUNGAN KAPASITAS STRUKTUR

6.1 Evaluasi Kapasitas Pelat

Perhitungan kapasitas pelat dibagi menjadi dua tipe, yaitu tipe pelat satu arah (*one-way slab*) dan pelat dua arah (*two-way slabs*).

6.1.1 Penentuan Tipe Pelat

Penentuan tipe pelat didasari pada peraturan bahwa apabila rasio bentang panjang (L_n) dan bentang pendek (S_n) bernilai lebih dari 2,0 maka termasuk pelat *One-Way Slabs*, dan apabila bernilai kurang dari 2,0 maka termasuk *Two-Way Slabs*.



Gambar 6.1. L_x dan L_y pelat

$$L_n = L_x - \left(\frac{B_1}{2}\right) - \left(\frac{B_2}{2}\right) \qquad S_n = L_y - \left(\frac{B_1}{2}\right) - \left(\frac{B_2}{2}\right)$$

Berikut adalah rekapitulasi tipe pelat dari 5 jenis pelat di gedung Waskita Rajawali Tower.

Tabel 6.1. Tipe Pelat S1

LANTAI	L_n	S_n	L_n/S_n	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
LANTAI	3625	4625	0.783784	<i>two way slab</i>
PARKIR 1 - 7	3700	4625	0.8	<i>two way slab</i>
	3625	5125	0.707317	<i>two way slab</i>

Tabel 6.2. Tipe Pelat S2

LANTAI	Ln	Sn	Ln/Sn	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
GF	3050	3125	0.976	<i>two way slab</i>
	5625	3200	1.757813	<i>two way slab</i>
	4625	3050	1.516393	<i>two way slab</i>
	4625	2625	1.761905	<i>two way slab</i>
	2125	2250	0.944444	<i>two way slab</i>
MEZZANIN	5700	3050	1.868852	<i>two way slab</i>
	4700	3050	1.540984	<i>two way slab</i>
	5750	1750	3.285714	<i>one way slab</i>
	5650	1750	3.228571	<i>one way slab</i>
LANTAI 2	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>
P2 A&B	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
LANTAI 3	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>
P3 A&B	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
LANTAI 4	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>
P4 A&B	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
LANTAI 5	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>
P5 A&B	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
LANTAI 6	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
P6 A&B	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>

LANTAI	Ln	Sn	Ln/Sn	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
LANTAI 7	3125	3700	0.844595	<i>two way slab</i>
	2625	4625	0.567568	<i>two way slab</i>
P7 A&B	2625	5625	0.466667	<i>two way slab</i>
	2200	2250	0.977778	<i>two way slab</i>
	2050	4700	0.43617	<i>two way slab</i>
	3050	3125	0.976	<i>two way slab</i>
	5625	3200	1.757813	<i>two way slab</i>
LANTAI 8	4625	3050	1.516393	<i>two way slab</i>
	4625	2625	1.761905	<i>two way slab</i>
	2125	2250	0.944444	<i>two way slab</i>
LANTAI 16	2125	2250	0.944444	<i>two way slab</i>
	2250	1675	1.343284	<i>two way slab</i>

Tabel 6.3. Tipe Pelat S3

LANTAI	Ln	Sn	Ln/Sn	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
	3800	3125	1.216	<i>two way slab</i>
	3800	3200	1.1875	<i>two way slab</i>
	5550	3800	1.460526	<i>two way slab</i>
GF	3800	2700	1.407407	<i>two way slab</i>
	2125	2250	0.944444	<i>two way slab</i>
	3550	2200	1.613636	<i>two way slab</i>
	2050	1200	1.708333	<i>two way slab</i>

Tabel 6.4. Tipe Pelat S4

LANTAI	Ln	Sn	Ln/Sn	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
	4200	2625	1.6	<i>two way slab</i>
LANTAI 16	4675	3625	1.289655	<i>two way slab</i>
	1625	3675	0.442177	<i>two way slab</i>

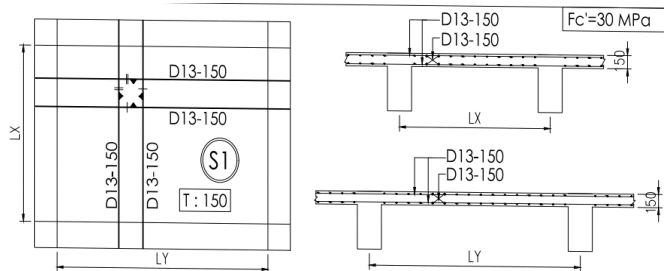
	3700	4625	0.8	<i>two way slab</i>
TOP LMR	3625	5125	0.707317	<i>two way slab</i>
	3675	4675	0.786096	<i>two way slab</i>
	3800	4800	0.791667	<i>two way slab</i>

Tabel 6.5. Tipe Pelat S5

LANTAI	Ln	Sn	Ln/Sn	TIPE PELAT
	(mm)	(mm)		
LANTAI 2 –	2625	2125	1.235294	<i>two way slab</i>
LANTAI 16	2625	3625	0.724138	<i>two way slab</i>

6.1.2 Kapasitas Pelat “Two Way Slabs”

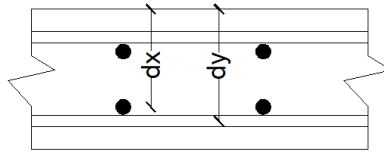
Pada sub-bab ini yang dihitung adalah pelat S1



Gambar 6.2. Pelat S1

Data Pelat Eksisting :

1. Tebal Pelat (t) = 150 mm
2. Selimut (s) = 30 mm
3. Mutu Beton = 30 MPa
4. Mutu Tulangan = 400 MPa
5. Tulangan = $\phi 13-150$
6. As Eksisting = 1327 mm^2



***Menentukan Tinggi Efektif**

$$\begin{aligned} dx &= t - s - 0,5*d \\ &= 150 - 30 - 0,5*(13) \\ &= 113,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= t - s - 0,5*d - d \\ &= 150 - 30 - 0,5*(13) - 13 \\ &= 100,5 \end{aligned}$$

1) Tulangan Arah X

A. Nominal Tumpuan

Data Tulangan :

- a. Tulangan = $\phi 13-150$
- b. As Eksisting = 1327 mm^2

1. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{As}{bd} \\ &= \frac{1327}{(1000 * 113,5)} \\ &= 0,0116 \end{aligned}$$

2. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{c'}} \right) \\ &= 0,85 * 0,0116 * 400 \left(1 - \frac{0,0116 * 400}{1.7 * 30} \right) \\ &= 3,610 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_u b d^2 \\ &= 3,106 * 1000 * 103,5^2 \end{aligned}$$

$$= 46.513.119,33 \text{ N-mm}$$

$$\mathbf{M_n = 46,513 \text{ KN-m}}$$

B. NOMINAL LAPANGAN

Data Tulangan :

- a. Tulangan = $\phi 13-150$
- b. As Eksisting = 1327 mm^2

1. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= \frac{1327}{(1000 * 100,5)} \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

2. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'} \right) \\ &= 0,85 * 0,013 * 400 \left(1 - \frac{0,013 * 400}{1.7 * 30} \right) \\ &= 4,024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_u b d^2 \\ &= 3,106 * 1000 * 100,5^2 \\ &= 40.647.779,33 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_n = 40,647 \text{ KN-m}}$$

2) Tulangan Arah X

A. Nominal Tumpuan

Data Tulangan :

- c. Tulangan = $\phi 13-150$
- d. As Eksisting = 1327 mm^2

1. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= \frac{1327}{(1000 * 113,5)} \end{aligned}$$

$$= 0,0116$$

2. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'} \right) \\ &= 0,85 * 0,0116 * 400 \left(1 - \frac{0,0116 * 400}{1.7 * 30} \right) \\ &= 3,610 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_u b d^2 \\ &= 3,106 * 1000 * 103,5^2 \\ &= 46.513.119,33 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$M_n = 46,513 \text{ KN-m}$$

B. NOMINAL LAPANGAN

Data Tulangan :

c. Tulangan = $\phi 13-150$

d. As Eksisting = 1327 mm^2

1. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b d} \\ &= \frac{1327}{(1000 * 100,5)} \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

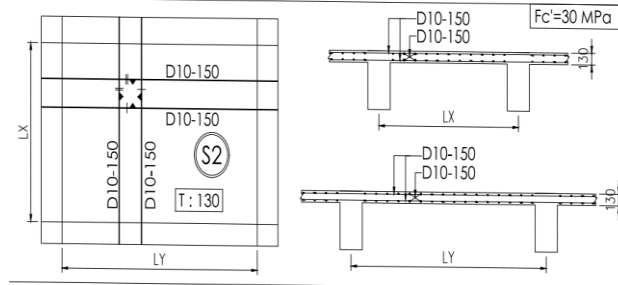
2. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned} R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_c'} \right) \\ &= 0,85 * 0,013 * 400 \left(1 - \frac{0,013 * 400}{1.7 * 30} \right) \\ &= 4,024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_u b d^2 \\ &= 3,106 * 1000 * 100,5^2 \\ &= 40.647.779,33 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$M_n = 40,647 \text{ KN-m}$$

6.1.3 Kapasitas Pelat “One Way Slabs”



Gambar 6.3. Pelat S2

Data Pelat Eksisting :

1. Tebal Pelat (t) = 130 mm
2. Selimut (s) = 30 mm
3. Mutu Beton = 30 MPa
4. Mutu Tulangan = 400 MPa
5. Tulangan = $\phi 10-150$
6. As Eksisting = 524 mm²

A. Nominal Tumpuan

1. Menentukan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned} dx &= t - s - 0,5*d \\ &= 130 - 30 - 0,5*(13) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{As}{bd} \\ &= \frac{524}{(1000 * 95)} \\ &= 0,0055 \end{aligned}$$

3. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned}
 R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ct}}\right) \\
 &= 0,85 * 0,0055 * 400 \left(1 - \frac{0,0055 * 400}{1,7 * 30}\right) \\
 &= 1,794
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= R_u b d^2 \\
 &= 1,794 * 1000 * 524^2 \\
 &= 16.192.997,33 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_n = 16,192 \text{ KN-m}}$$

B. Nominal Lapangan

1. Menentukan Tinggi Efektif

$$\begin{aligned}
 dx &= t - s - 0,5 * d \\
 &= 130 - 30 - 0,5 * (13) \\
 &= 95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Menentukan Rasio Penulangan

$$\begin{aligned}
 \rho &= A_s / b d \\
 &= 524 / (1000 * 95) \\
 &= 0,0055
 \end{aligned}$$

3. Menentukan Kapasitas Pelat

$$\begin{aligned}
 R_u &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ct}}\right) \\
 &= 0,85 * 0,0055 * 400 \left(1 - \frac{0,0055 * 400}{1,7 * 30}\right) \\
 &= 1,794
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= R_u b d^2 \\
 &= 1,794 * 1000 * 524^2 \\
 &= 16.192.997,33 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_n = 16,192 \text{ KN-m}}$$

6.1.4 Rekapitulasi Kapasitas Pelat

Berikut adalah rekapitulasi kapasitas pelat gedung Waskita Rajawali Tower

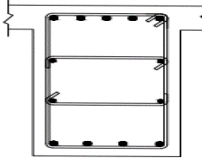
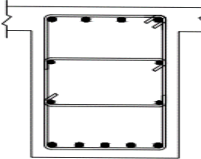
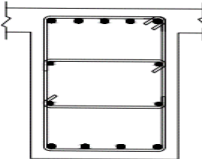
Tabel 6.6. Rekapitulasi Kapasitas Pelat

TIPE PELAT	Tebal	Tulangan	Kapasitas arah		Kapasitas arah	
	(mm)	lumpua	Lapang	lumpua	Lapang	Lapang
	13-150	13-150	46.51	46.51	40.65	40.65
	10-150	10-150	16.19	16.19	14.41	14.41
	13-100	13-100	69.07	69.07	63.21	63.21
	13-100	13-100	16.19	16.19	14.41	14.41
	13-125	13-125	30.75	30.75	40.65	40.65

6.2 Evaluasi Kapasitas Balok Induk

Balok yang ditinjau pada sub bab perhitungan nominal ini dibagi menjadi dua yaitu balok anak pada lantai Ground Floor.

6.2.1 Perhitungan Balok Induk

T :	G.1		
P :	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
UB :	450 x 750 mm		
			
TA :	5 D22	4 D22	5 D22
TB :	4 D22	5 D22	4 D22
SK :	D13-100	D13-150	D13-100
TP :		4 D13	

Gambar 6.4. Gambar Penampang Balok G1-GF

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 MPa
4. ϕ Atas = 5D22 ($A_s = 1.900 \text{ mm}^2$)
5. ϕ Bawah = 4D22 ($A_s = 1.520 \text{ mm}^2$)
6. ϕ Geser = 13-100 ($A_v = 531 \text{ mm}^2$)

A. KAPASITAS LENTUR DAERAH TUMPUAN

$$d = h - (\text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser})$$

$$= 750 - (40 + 25 + \frac{1}{2} 13)$$

$$= 686 \text{ mm}$$

$$d = \text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser}$$

$$= 64 \text{ mm}$$

3. Penentuan Garis Netral

Penentuan garis netral didasari pada konsep kesetimbangan beton di mana :

$$T_s = (C_c + C_s)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A'_s \left[600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 \cdot f'_c \right]$$

sehingga

$$0 = (0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b)c^2 + (A'_s 600 - 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_s - A_s \cdot f_y)c - 600A'_s d'$$

Maka dapat disederhanakan menjadi :

$$K_1 c^2 + K_2 c + K_3$$

Di mana :

$$K_1 = 0,85 f'_c \beta_1 b$$

$$K_2 = A'_s (600 - 0,85 f'_c) - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A'_s d'$$

Sehingga untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0,85 (30)(0,85)(450)$$

$$= 9.753,752 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 1.520 (600 - 0,85(30)) - (1.900)(1.520)$$

$$= 113.222 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(1.900)(1.520)$$

$$= -58.358.784 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

$$= \frac{-113.222 \pm \sqrt{113.222^2 - 4 \cdot 113.222 \cdot (-58.358.784)}}{2 \cdot 113.222}$$

$$c = 71,764 \text{ mm}$$

$$c = -64,911 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 71,764 \text{ mm}$

4. Penentuan Nilai Tegangan Beban Layan (f_s)

$$\begin{aligned} a &= \beta \cdot c \\ &= 0,85 \cdot 92,5 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\ &= 600 \left(\frac{71,647-64}{71,647} \right) \\ &= 64,917 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol kelelahan! :

$$\begin{aligned} f_s' &< f_y \\ 64,917 \text{ MPa} &< 400 \text{ MPa} \text{ (OK!)} \\ \rightarrow &\text{Belum mengalami leleh} \end{aligned}$$

5. Penentuan Nilai Nominal

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' ab \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 71,647 \cdot 450 \\ &= 699974,5608 \text{ N} \\ &= 699,975 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\ &= 1.520 \left[600 \left(\frac{71,764-64}{71,647} \right) - 0,85 \cdot 30 \right] \\ &= 59.905,439 \text{ N} \\ &= 59,905 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[699,975 \left(686 - \frac{61}{2} \right) + 59,905 (d - d') \right] \\
 &= 446.485,0691 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 446,485 \text{ KN-m}$$

DAERAH LAPANGAN

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 MPa
4. ϕ Atas = 4D22 ($A_s = 1.520 \text{ mm}^2$)
5. ϕ Bawah = 5D22 ($A_s = 1.900 \text{ mm}^2$)
6. ϕ Geser = 13-100 ($A_v = 531 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser}) \\
 &= 750 - (40 + 25 + \frac{1}{2} 13) \\
 &= 686 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser} \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6. Penentuan Garis Netral

Penentuan garis netral didasari pada konsep kesetimbangan beton di mana :

$$T_s = (C_c + C_s)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' \left[600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 \cdot f_c' \right]$$

sehingga

$$0 = (0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (A_s' 60 - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) c - 600 A_s' d'$$

Maka dapat disederhanakan menjadi :

$$K_1 c^2 + K_2 c + K_3$$

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Sehingga untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned} K_1 &= 0.85 (30)(0.85)(450) \\ &= 9.753,752 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 1.520 (600 - 0.85(30)) - (1.900)(1.520) \\ &= 113.222 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= -600(1.900)(1.520) \\ &= -58.358.784 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \\ &= \frac{-113.222 \pm \sqrt{113.222^2 - 4 * 113.222 * -58.358.784}}{2 * 113.222} \end{aligned}$$

$$c = 71,764 \text{ mm}$$

$$c = -64,911 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 71,764 \text{ mm}$

7. Penentuan Nilai Tegangan Beban Layan (f_s)

$$\begin{aligned} a &= \beta \cdot c \\ &= 0,85 * 92,5 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= 600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\
 &= 600 \left(\frac{71,647-64}{71,647} \right) \\
 &= 64,917 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol kelelahan! :

$$f_s' < f_y$$

$$64,917 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa (OK!)}$$

➔ Belum mengalami leleh

8. Penentuan Nilai Nominal

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' ab \\
 &= 0,85 * 30 * 71,647 * 450 \\
 &= 699974,5608 \text{ N} \\
 &= 699,975 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\
 &= 1.520 \left[600 \left(\frac{71,647-64}{71,647} \right) - 0,85 * 30 \right] \\
 &= 59.905,439 \text{ N} \\
 &= 59,905 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[699,975 \left(686 - \frac{64}{2} \right) + 59,905 (d - d') \right] \\
 &= 446.485,0691 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 446,485 \text{ KN-m}$$

B. KAPASITAS GESER

DAERAH TUMPUAN

Penentuan kapasitas geser didasarkan pada SNI 2847-2013 pasal 11.1.1 di mana :

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ V_n &= V_c + V_s\end{aligned}$$

Namun karena desain gedung ini adalah sistem rangka pemikul momen (SRPM-K) maka kekuatan nominal geser balok hanya ditentukan oleh kekuatan bajanya saja sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.1. Untuk kekuatan geser tulangan digunakan perumusan sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.4.7.2

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Maka untuk balok G1-GF kapasitas gesernya adalah sebesar :

$$\begin{aligned}V_n &= V_s \\ V_n &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{531 * 400 * 686}{100} \\ &= 1.237.711,384 \text{ N} \\ &= 1.237,71 \text{ KN}\end{aligned}$$

DAERAH LAPANGAN

$$\begin{aligned}V_n &= V_s \\ V_n &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{531 * 400 * 686}{150} \\ &= 825.140,9227 \text{ N} \\ &= 825,14 \text{ KN}\end{aligned}$$

C. KAPASITAS TORSI

Sebelum mengecek kapasitas torsi, terlebih dahulu cek batas minimal torsi yang dapat diabaikan (*threshold*) sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1,

torsi dapat diabaikan apabila kurang dari nilai yang disebutkan dari persamaan berikut :

$$\phi Tu_{min} = 0,083 * \sqrt{f'c'} * \left(\frac{A_{cp}}{p_{cp}}\right)^2$$

$$\begin{aligned} Tu_{min} &= 0,083 * \sqrt{f'c'} * \left(\frac{A_{cp}}{p_{cp}}\right)^2 \\ &= 0,083 * \sqrt{30} * \left(\frac{(450*750)}{(450+750)*2}\right)^2 \\ &= 7.6802E+14 \text{ N} \\ &= 7.6802E+11 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap torsi yang terjadi!



$$Tu < Tu_{min}$$

$$31,995 \text{ KN} < 7.6802E+11 \text{ KN (OK!)}$$

Maka pengaruh torsi dapat diabaikan.

6.2.2 Perhitungan Balok Anak

T :	B.2		
PP :	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
UB :	250 x 400 mm		
TA :	3 D16	2 D16	3 D16
TB :	2 D16	3 D16	2 D16
SK :	D10-125	D10-175	D10-125
TP :		-	

Gambar 6.5. Gambar Penampang Balok G1-GF

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 MPa
4. ϕ Atas = 3D16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)
5. ϕ Bawah = 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)
6. ϕ Geser = 10-175 ($A_v = 175 \text{ mm}^2$)

A. KAPASITAS LENTUR DAERAH TUMPUAN

$$\begin{aligned} d &= h - (\text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser}) \\ &= 400 - (40 + 25 + \frac{1}{2} 13) \\ &= 342 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

1. Penentuan Garis Netral

Penentuan garis netral didasari pada konsep kesetimbangan beton di mana :

$$T_s = (C_c + C_s)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' \left[600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 \cdot f_c' \right]$$

sehingga

$$0 = (0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b)c^2 + (A_s' 600 - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y)c - 600 A_s' d'$$

Maka dapat disederhanakan menjadi :

$$K_1 c^2 + K_2 c + K_3$$

Di mana :

$$K_1 = 0,85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0,85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A'_s d'$$

Sehingga untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned} K_1 &= 0,85 (30)(0,85)(250) \\ &= 5.418,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 402 (600 - 0,85(30)) - (603)(402) \\ &= -10.248,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= -600(603)(402) \\ &= -13.986.816 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \\ &= \frac{10.248,96 \pm \sqrt{-10.248,96^2 - 4 * 5.418,75 * -13.986.816}}{2 * 5.418,75} \end{aligned}$$

$$c = 51,759 \text{ mm}$$

$$c = -49,869 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 51,759 \text{ mm}$

2. Penentuan Nilai Tegangan Beban Layan (fs)

$$\begin{aligned} a &= \beta \cdot c \\ &= 0,85 * 51,759 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\ &= 600 \left(\frac{51,759-58}{51,759} \right) \\ &= -72,335 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kontrol kelelahan! :

$$f_s' < f_y$$

$$-72,335 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa (OK!)}$$

➔ Belum mengalami leleh

3. Penentuan Nilai Nominal

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$C_c = 0,85 f_c' ab$$

$$= 0,85 * 30 * 51,759 * 250$$

$$= 280.473,9298 \text{ N}$$

$$= 280,473 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right]$$

$$= 402 \left[600 \left(\frac{71,758-58}{51,759} \right) - 0,85 * 30 \right]$$

$$= -39.321,929 \text{ N}$$

$$= -39,929 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$= \phi \left[699,975 \left(686 - \frac{61}{2} \right) - 39,929 (342 - 58) \right]$$

$$= 70.726,32267 \text{ KN-mm}$$

$$\phi M_n = 70,726 \text{ KN-m}$$

DAERAH LAPANGAN

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser}) \\
 &= 400 - (40 + 25 + \frac{1}{2} 13) \\
 &= 342 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{decking} + D \text{ lentur} + \frac{1}{2} \phi \text{ geser} \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

1. Penentuan Garis Netral

Penentuan garis netral didasari pada konsep kesetimbangan beton di mana :

$$T_s = (C_c + C_s)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A'_s \left[600 \cdot \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 \cdot f'_c \right]$$

sehingga

$$0 = (0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (A'_s 600 - 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_s - A_s \cdot f_y) c - 600 A'_s d'$$

Maka dapat disederhanakan menjadi :

$$K_1 c^2 + K_2 c + K_3$$

Di mana :

$$K_1 = 0,85 f'_c \beta_1 b$$

$$K_2 = A'_s (600 - 0,85 f'_c) - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A'_s d'$$

Sehingga untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0,85 (30)(0,85)(250) \\ = 5.418,75 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 402 (600 - 0,85(30)) - (603)(402) \\ = -10.248,96 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(603)(402) \\ = -13.986.816 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\ = \frac{10.248,96 \pm \sqrt{-10.248,96^2 - 4 * 5.418,75 * -13.986.816}}{2 * 5.418,75} \\ = 51,759 \text{ mm} \\ c = -49,869 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 51,759 \text{ mm}$

2. Penentuan Nilai Tegangan Beban Layan (f_s)

$$a = \beta \cdot c \\ = 0,85 * 51,759 \\ = 79 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\ = 600 \left(\frac{51,759-58}{51,759} \right) \\ = -72,335 \text{ MPa}$$

Kontrol kelelahan! :

$$f_s' < f_y \\ -72,335 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \text{ (OK!)}$$

➔ Belum mengalami leleh

3. Penentuan Nilai Nominal

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' ab \\ &= 0,85 * 30 * 51,759 * 250 \\ &= 280.473,9298 \text{ N} \\ &= 280,473 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\ &= 402 \left[600 \left(\frac{71,758-58}{51,759} \right) - 0,85 * 30 \right] \\ &= -39.321,929 \text{ N} \\ &= -39,929 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\ &= \phi \left[699,975 \left(686 - \frac{61}{2} \right) - 39,929 (342 - 58) \right] \\ &= 70.726,32267 \text{ KN-mm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 70,726 \text{ KN-m}$$

B. KAPASITAS GESER DAERAH TUMPUAN

Maka untuk balok B1-GF kapasitas gesernya adalah sebesar :

$$\begin{aligned} V_n &= V_s \\ V_n &= \frac{A_v f_y d}{s} \\ &= \frac{157 * 400 * 342}{150} \\ &= 121.706,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 121,706 \text{ KN}$$

DAERAH LAPANGAN

$$V_n = V_s$$

$$V_n = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$= \frac{157 \cdot 400 \cdot 686}{175}$$

$$= 825.140,9227 \text{ N}$$

$$= 825,14 \text{ KN}$$

6.2.3 Rekapitulasi Kapasitas Balok

Berikut adalah rekapitulasi kapasitas balok eksisting gedung Waskita Rajawali Tower dari lantai satu sampai dengan lantai 16

Tabel 6.7. Rekapitulasi Kapasitas Balok

NO	TIPE BALOK	ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1	855.202	693.747	1231.397	820.931	16182.153
2	G.1-A	1450.866	1171.623	1231.397	820.931	16182.153
3	G.1-B	48344.392	48186.106	1235.005	823.337	16182.153

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1	GROUND FLOOR	450	750	855.202	693.747	1231.397	820.931	16182.153
2	G.1-A	GROUND FLOOR	450	750	1450.866	1171.623	1231.397	820.931	16182.153
3	G.1-B	GROUND FLOOR	450	750	48344.392	48186.106	1235.005	823.337	16182.153
4	G.1-C	GROUND FLOOR	450	750	334264976.5	333452010.5	1235.005018	823.3366787	16182.153
5	G.2-A	GROUND FLOOR	800	750	791.6278769	790.4863275	1235.005018	823.3366787	39595.040
6	G.2-B	GROUND FLOOR	500	750	1116.847367	1115.186932	1235.005018	823.3366787	19178.848
7	G.3	GROUND FLOOR	450	750	736.5757842	618.2218128	1235.005018	823.3366787	16182.153
8	B.1-A	GROUND FLOOR	300	600	680.4062486	514.7006869	230.17456	164.4104	6137.231
9	B.1	GROUND FLOOR	300	600	510.4640255	450.699712	230.81512	164.8679429	6137.231
10	B.2	GROUND FLOOR	250	400	321.4408664	281.6538293	145.40712	103.8622286	2622.748
11	B.3	GROUND FLOOR	200	500	830.0649632	890.6556852	188.11112	134.3650857	2435.409

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕMn		ϕVn		ϕTn (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1	MEZZANIN	450	750	715.7744998	600.9167553	1,240.42	826.95	16182.153
2	G.1-A	MEZZANIN	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
3	G.1-B	MEZZANIN	450	750	780.0995614	770.3311306	1,235.01	823.34	16182.153
4	G.1-C	MEZZANIN	450	750	853.2930046	852.6406906	1,235.01	823.34	16182.153
5	B.1-A	MEZZANIN	300	600	14654.28552	14773.9686	230.17	164.41	6137.231
6	B.1	MEZZANIN	300	600	510.4640255	40653291.67	230.82	164.87	6137.231
7	B.2	MEZZANIN	250	400	298.6994096	264.5281892	145.41	103.86	2622.748
8	B.3	MEZZANIN	200	500	338.5440819	338.2803383	188.11	134.37	2435.409
9	B.4	MEZZANIN	200	700	559.3832144	499.8997059	228.47	171.35	3712.646
10	B.5	MEZZANIN	250	500	464.8392459	464.1798869	156.76	117.57	3551.638

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
11	CG.1	MEZZANIN	450	750	687.9965034	630.4974761	1,240.42	826.95	16182.153
12	CB.1	MEZZANIN	300	600	477.4384905	489.8719338	230.82	164.87	6137.231
13	CB.2	MEZZANIN	250	400	194.3349419	102.0628586	145.41	103.86	2622.748
14	CB.5	MEZZANIN	250	500	335.8178175	190.0260029	156.76	117.57	3551.638
15	CB.1	MEZZANIN	300	600	680.4062486	679.2275608	230.17	164.41	6137.231
16	BR.1	MEZZANIN	250	500	464.8392459	407.6066552	156.76	117.57	3551.638

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1-A	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	450	750	1137.775371	1135.727279	1,231.40	820.93	16182.153
2	G.1-B	P.2A - P.7A	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
		LANTAI 2 - LANTAI 7							
3	G.1-C	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	450	750	902.1918354	792.8211799	1,235.01	823.34	16182.153
4	G.3	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	450	750	1450.865697	1171.623497	1,231.40	820.93	16182.153
4	B.1-A	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	300	600	680.4062486	514.7006869	230.17	164.41	6137.231
5	B.1	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	300	600	510.4640255	450.699712	230.82	164.87	6137.231
6	B.2	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	250	400	237.8062165	207.4417081	146.05	104.32	2622.748
7	B.3	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	200	500	270.2118477	270.0871601	188.75	134.82	2435.409
8	B.4	P.2A - P.7A	200	700	403.1959905	343.7928804	228.47	171.35	3712.646

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
		LANTAI 2 - LANTAI 7							
9	CG.1	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	450	750	687.9965034	630.4974761	1,240.42	826.95	16182.153
10	CB.1	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	300	600	477.4384905	489.8719338	230.82	164.87	6137.231
11	BR.1	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	250	500	574.2920631	495.2950168	156.23	117.17	3551.638
12	BR.2	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	250	500	464.8392459	407.6066552	156.76	117.57	3551.638
13	BR.3	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	450	750	956.257187	839.3463761	733.98	489.32	16182.153
14	BR.4	P.2A - P.7A LANTAI 2 - LANTAI 7	300	600	680.4062486	679.2275608	230.17	164.41	6137.231
15	BR.5	P.2A - P.7A	300	600	547.0191642	546.3598053	230.82	164.87	6137.231

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
		LANTAI 2 - LANTAI 7							

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1-A	P.2B - P.7B	450	750	1137.775371	1135.727279	1,231.40	820.93	16182.153
2	G.1-B	P.2B - P.7B	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
3	G.1-C	P.2B - P.7B	450	750	853.2930046	852.6406906	1,235.01	823.34	16182.153
4	B.1-A	P.2B - P.7B	300	600	680.4062486	514.7006869	230.17	164.41	6137.231
5	B.1	P.2B - P.7B	300	600	477.4384905	477.155908	230.82	164.87	6137.231
6	BR.3	P.2B - P.7B	450	750	956.257187	839.3463761	733.98	489.32	16182.153
7	BR.4	P.2B - P.7B	300	600	680.4062486	679.2275608	230.17	164.41	6137.231
8	BR.5	P.2B - P.7B	300	600	547.0191642	546.3598053	230.82	164.87	6137.231

--	--	--	--	--	--

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1-A	LANTAI 8 - LANTAI 11	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
2	G.1-B	LANTAI 8 - LANTAI 11	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
3	G.1-C	LANTAI 8 - LANTAI 11	450	750	956.5456255	740.6606759	1,235.01	823.34	16182.153
4	G.3	LANTAI 8 - LANTAI 11	450	750	1450.865697	1171.623497	1,231.40	820.93	16182.153
4	B.1-A	LANTAI 8 - LANTAI 11	300	600	632.1799942	548.7377315	230.17	164.41	6137.231
5	B.1	LANTAI 8 - LANTAI 11	300	600	477.4384905	477.155908	230.82	164.87	6137.231
6	B.2	LANTAI 8 - LANTAI 11	250	400	237.8062165	207.4417081	146.05	104.32	2622.748
7	B.3	LANTAI 8 - LANTAI 11	200	500	270.2118477	270.0871601	188.75	134.82	2435.409
8	B.4	LANTAI 8 - LANTAI 11	200	700	403.1959905	343.7928804	228.47	171.35	3712.646
9	CG.1		450	750	687.9965034	630.4974761	1,240.42	826.95	16182.153

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
		LANTAI 8 - LANTAI 11							
10	CB.1	LANTAI 8 - LANTAI 11	300	600	477.4384905	489.8719338	230.82	164.87	6137.231

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1-A	LANTAI 12	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
2	G.1-B	LANTAI 12	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
3	G.1-C	LANTAI 12	450	750	956.5456255	740.6606759	1,235.01	823.34	16182.153
4	G.1-C	LANTAI 12	450	750	956.5456255	740.6606759	1,235.01	823.34	16182.153
5	G.3	LANTAI 12	300	600	1450.865697	1171.623497	1,231.40	820.93	16182.153
6	G.1-D	LANTAI 12	300	600	1209.958635	1207.227846	1,231.40	820.93	16182.153

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
7	G.1-E	LANTAI 12	250	400	1450.865697	1342.371519	1,231.40	820.93	16182.153
8	B.1	LANTAI 12	200	500	510.4640255	450.699712	230.82	164.87	6137.231
9	B.2	LANTAI 12	200	700	237.8062165	207.4417081	146.05	104.32	2622.748
10	B.3	LANTAI 12	450	750	270.2118477	270.0871601	188.75	134.82	2435.409
11	B.4	LANTAI 12	300	600	403.1959905	343.7928804	228.47	171.35	3712.646
12	CG.1	LANTAI 12	200	700	687.9965034	630.4974761	1,240.42	826.95	16182.153
13	CB.1	LANTAI 12	450	750	477.4384905	489.8719338	230.82	164.87	6137.231

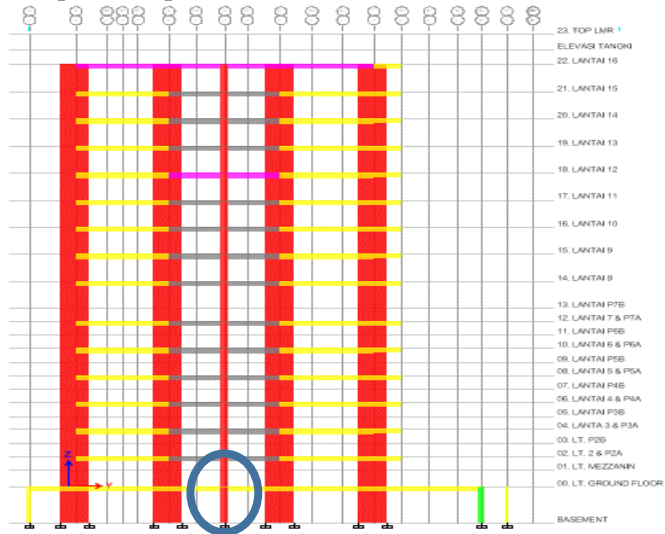
NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
1	G.1-A	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153
2	G.1-B	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	1209.958635	1047.15105	1,231.40	820.93	16182.153

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
3	G.1-C	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	956.5456255	740.6606759	1,235.01	823.34	16182.153
4	G.1-C	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	956.5456255	740.6606759	1,235.01	823.34	16182.153
5	G.3	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	1450.865697	1171.623497	1,231.40	820.93	16182.153
6	G.1-D	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	1209.958635	1207.227846	1,231.40	820.93	16182.153
7	G.1-E	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	1450.865697	1342.371519	1,231.40	820.93	16182.153
8	B.1	LANTAI 13 - LANTAI 16	300	600	510.4640255	450.699712	230.82	164.87	6137.231
9	B.2	LANTAI 13 - LANTAI 16	250	400	237.8062165	207.4417081	146.05	104.32	2622.748
10	B.3	LANTAI 13 - LANTAI 16	200	500	270.2118477	270.0871601	188.75	134.82	2435.409
11	B.4	LANTAI 13 - LANTAI 16	200	700	403.1959905	343.7928804	228.47	171.35	3712.646
12	CG.1	LANTAI 13 - LANTAI 16	450	750	687.9965034	630.4974761	1,240.42	826.95	16182.153
13	CB.1	LANTAI 13 - LANTAI 16	300	600	477.4384905	489.8719338	230.82	164.87	6137.231

NO	TIPE BALOK	LANTAI	UKURAN		ϕM_n		ϕV_n		ϕT_n (KN)
			B	H	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Minimal
14	G.4	LANTAI 13 - LANTAI 16	500	800	852.8816544	751.3959025	1,330.63	887.09	20981.987

6.3 Evaluasi Kapasitas Kolom

Kolom yang ditinjau pada sub bab perhitungan nominal ini yaitu kolom tipe K-1A pada as 2 lantai Basement dan Groundfloor.



Gambar 6.6. Posisi Kolom K.1A yang ditinjau

Lantai - Basement-1	
MUTU BETON : $F_c' = 42 \text{ MPa}$	
UKURAN	
	800 x 800 mm

Tulangan Longitudinal	= 48D32 ($A_s = 38.584 \text{ mm}^2$)
Tulangan Geser	= 8 ϕ 10 ($A_v = 628 \text{ mm}^2$)
Tulangan <i>Confinement</i>	= 8 ϕ 10 ($A_v = 628 \text{ mm}^2$)
Tinggi	= 3.4 m

6.3.1 Kapasitas Nominal Aksial Kolom

Perhitungan kapasitas aksial tekan kolom mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.1 di mana kapasitas tekan kolom ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\phi P_n = \phi 0.8 [0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Di mana :

A_g = Luas Penampang Total Kolom

A_{st} = Luas Tulangan Longitudinal Kolom

$$A_g = 800 \times 800$$

$$= 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 38.584 \text{ mm}^2$$

Maka kapasitas nominal adalah :

$$\phi P_n = \phi 0.8 [0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= \phi 0.8 [0.85(42)((800.800) - 38.584) + 400(38.584)]$$

$$\phi P_n = 26571072.8 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 2657,107 \text{ KN}$$

6.3.2 Kapasitas Nominal Geser Kolom

Perhitungan kapasitas aksial geser SRPMK untuk kolom mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1 di mana kapasitas geser kolom ditentukan tidak perlu diambil lebih besar dari nilai ketentuan berikut :

3. V_e (V_{sway}), ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan (joints) disetiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya ini harus ditentukan dari momen nominal maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}) di setiap ujung komponen struktur.

4. V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan dari analisis struktur.

Di mana V_e dicari menggunakan persamaan :

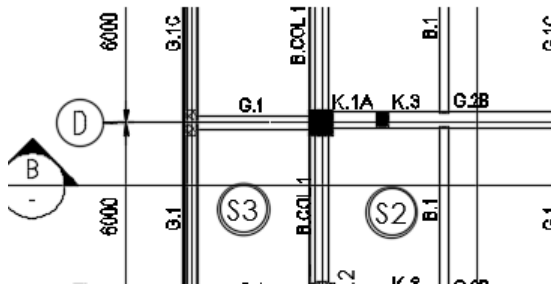
$$V_{\text{sway}} = \frac{\sum M_{\text{prb atas}} \times DF_{\text{atas}} + \sum M_{\text{prb bawah}} \times DF_{\text{bawah}}}{l_u}$$

Di mana :

M_{prb} = Momen akibat tulangan balok

DF = Faktor distribusi balok

Momen balok yang dimasukkan ke dalam persamaan adalah balok kanan dan balok kiri yang terhubung pada kolom.



Gambar 6.7. Balok yang terhubung Kolom K.1A

Balok Kiri = Balok G.1
 $M_{\text{pr}}^- = 1180,809 \text{ KNm}$

Balok Kanan = Balok G.2B
 $M_{\text{pr}}^+ = 1059,778 \text{ KNm}$

Faktor distribusi diambil masing – masing balok sebesar 0,5 sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal
 Maka nominal kuat geser kolom adalah :

$$V_{\text{sway}} = \frac{\sum M_{\text{prb atas}} \times DF_{\text{atas}} + \sum M_{\text{prb bawah}} \times DF_{\text{bawah}}}{I_u}$$

$$= \frac{1180,809 \times 0,5 + 1059,77 \times 0,5}{3,4}$$

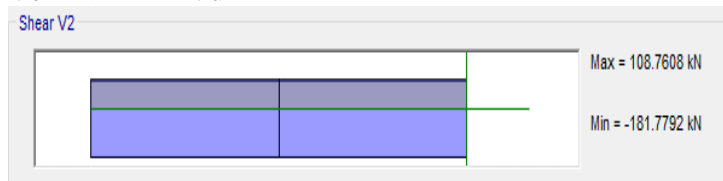
$$V_e = 213,389 \text{ KN}$$

Sesuai dengan SNI 2847 2013 pasal 21.6.5.2, tulangan transversal sepanjang l_0 , harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana kedua hal berikut terjadi :

3. Gaya geser yang ditimbulkan gempa (V_{sway}) yang mana di sini adalah V_e mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu yang didapat dari analisis struktur.
4. Gaya aksial terfaktor P_u (termasuk beban gempa) kurang dari $A_g \cdot f_c' / 10$.

Cek syarat 1

$$V_e > V_u$$



Gambar 6.8. Output Geser Kolom ETABS

$$V_e > 0,5 * V_u$$

$$213,389 \text{ KN} > 0,5 * 108,760 \text{ KN}$$

$$213,389 \text{ KN} > 54,380 \text{ KN (OK!)}$$

Cek syarat 2



$$A_g = 800 \times 800$$

$$= 6400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_u &> A_g f_c' / 10 \\ 3893.492 \text{ KN} &> \frac{6400 \cdot 42}{10} \text{ N} \\ 3893.492 \text{ KN} &> 26.880 \text{ N} \\ 3893.492 \text{ KN} &> 26,880 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

Karena kedua syarat terpenuhi, maka perlu diperhitungkan pengaruh kekuatan geser dari beton (V_c) sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 mengenai geser untuk komponen struktur aksial lentur menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - 0,5 \cdot d \\ &= 800 - 40 - 0,5 \cdot 32 \\ &= 767,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{3893.492}{14(6400)} \right) (1) \sqrt{42} \cdot 800 \cdot 767,5 \\ &= 705.854,69 \text{ N} \\ &= 705,854 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dan untuk kontribusi tulangan geser (V_s) pada kapasitas geser dihitung sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{628.400 \cdot 767,5}{100} \\ &= 1.927.960 \text{ N} \\ &= 1.927,960 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka total kapasitas geser adalah sebagai berikut :

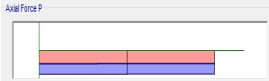
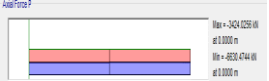




$$\begin{aligned} \phi V_n &= (0,75) V_c + V_s \\ &= (0,75) 705,854 + 1.927,960 \\ &= (0,75) * 2633,814 \end{aligned}$$

$\phi V_n = 1.975,361 \text{ KN}$

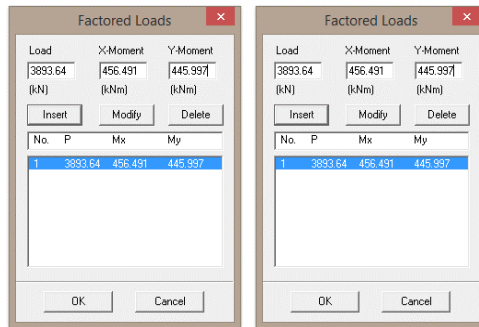
6.3.3 Kapasitas Nominal Lentur Kolom

Perhitungan kapasitas momen lentur SRPMK untuk kolom mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.2.2, untuk mendapatkan nilai dari kapasitas nominal lentur kolom digunakan program bantu SpColumn.

Terlebih dahulu ditinjau gaya dalam yang terjadi pada kolom lantai yang ditinjau dan kolom di atasnya dari program ETABS.

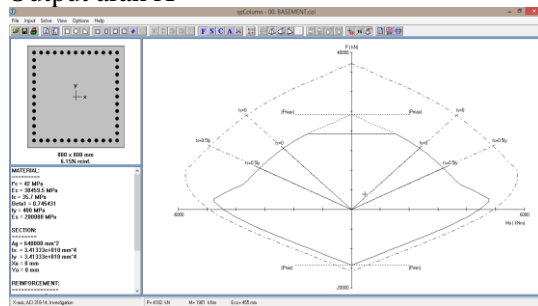
KOLOM K.1A BASEMENT	KOLOM K.1A GROUND FLOOR
<p style="text-align: center;">Axial Forces (P)</p>  <p style="text-align: right;">Max = -3893,4922 kN at 0.0000 m Min = -7011,6138 kN at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">Pu = -3893,4922 KN</p>	<p style="text-align: center;">Axial Forces (P)</p>  <p style="text-align: right;">Max = -3424,0256 kN at 0.0000 m Min = -6834,0416 kN at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">Pu = -3424,0256 KN</p>
<p style="text-align: center;">Momen Arah X</p>  <p style="text-align: right;">Max = 456,4491 kN-m at 0.0000 m Min = -617,3547 kN-m at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">Mx = -456,449 KN-m</p>	<p style="text-align: center;">Momen Arah X</p>  <p style="text-align: right;">Max = 445,9965 kN-m at 0.0000 m Min = -769,5959 kN-m at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">Mx = 445,997 KN</p>
<p style="text-align: center;">Momen Arah Y</p>  <p style="text-align: right;">Max = 445,9967 kN-m at 0.0000 m Min = -389,3059 kN-m at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">My = -445,997 KN-m</p>	<p style="text-align: center;">Momen Arah Y</p>  <p style="text-align: right;">Max = 445,9967 kN-m at 0.0000 m Min = -389,3059 kN-m at 0.0000 m</p> <p style="text-align: center;">My = -445,997 KN-m</p>

Selanjutnya diinputkan ke dalam SP Column dengan model sesuai dengan masing – masing kolomnya.

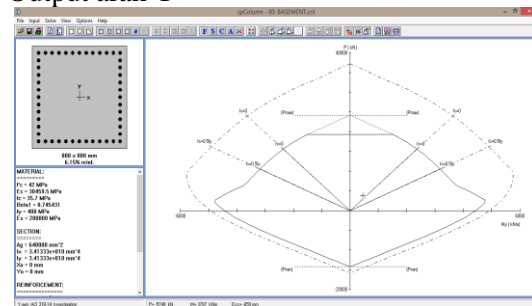


Gambar 6.9. Input SP Column

Output K.1A Basement
Output arah X



Output arah Y



No	Pu	Mux	Muy	ϕM_x	ϕM_y	$\phi M_n/M_u$
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	
1	3893.64	456.49	446.00	2370.19	2315.70	5.192

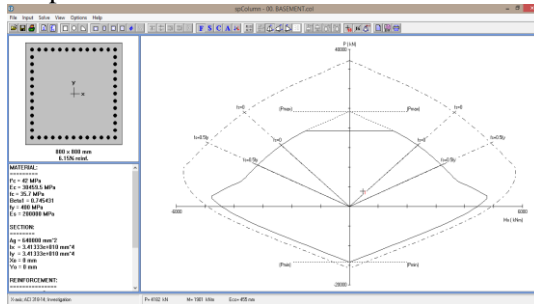
Dari output SpColumn didapatkan :

$M_{ncx} = 2370,19 \text{ KN-m}$

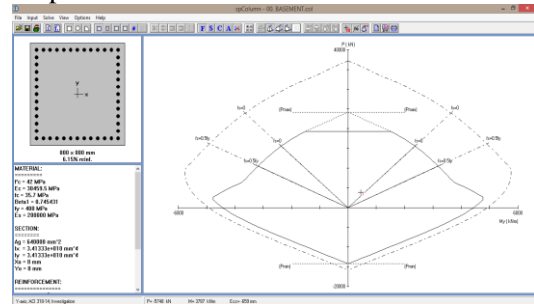
$M_{ncy} = 2315,7 \text{ KN-m}$

Output K.1A Groundfloor

Output arah X



Output arah Y



No	Pu	Mux	Muy	φMnx	φMny	φMn/Mu
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	
1	-3424.02	411.07	446.00	1912.90	2075.44	4.653

Dari output SpColumn didapatkan :

$M_{ncx} = 1912,9 \text{ KN-m}$

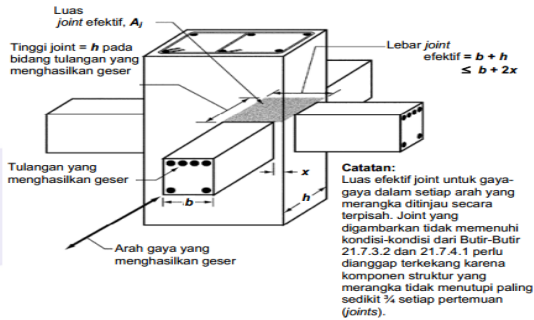
$M_{ncy} = 2075,44 \text{ KN-m}$

Maka, momen nominal kolom Basement

$$\phi M_{ncx} = \frac{2370,19 + 1912,9}{2} = 2141,545 \text{ KN}$$

$$\phi M_{ncy} = \frac{2315,7 + 2075,44}{2} = 2195,57 \text{ KN}$$

6.3.4 Kapasitas Geser Joint



Gambar 6.10. Ilustarsi Joint
(Sumber : SNI 2847-2013)

Kapasitas geser pada joint mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.7.4 di mana kekuatan geser pada joint yang terkekang 4 sisinya tidak boleh diambil sebagai lebih besar dari persamaan berikut ini :

$$V_n = 1,7\sqrt{f_c'}A_j$$

Di mana lebar efektif seperti yang terlihat pada gambar 6.8, diambil yang terbesar dari 2 persamaan berikut ini :

$$\text{Cek 1. } B_j = B_{\text{balok}} + H_{\text{kolom}}$$

$$\text{Cek 2. } B_j = B_{\text{balok}} + 2x$$

Maka dari itu, kekuatan nominal geser joint dihitung sebagai berikut :

Kolom : K.1A 800/800

Balok : G.1C 450/750

$$\begin{aligned} \text{Maka } x &= \frac{(800 - 450)}{2} \\ &= 175 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek 1. } B_j &= B_{\text{balok}} + H_{\text{kolom}} \\ &= 450 + 800 \\ &= 1250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek 2. } B_j &= B_{\text{balok}} + 2x \\ &= 450 + 2*(175) \\ &= 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena, $H_{\text{kolom}} = B_{\text{kolom}}$, maka diambil nilai terkecil
* $H_j = B_j = 800 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7\sqrt{f_c'}A_j \\ &= 1,7\sqrt{42}(1250.1250) \\ &= 7.051.045,88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\mathbf{V_n = 7.051,045 \text{ KN}}$$

6.3.5 Cek Syarat *Detailing* SRPMK

a. Cek Syarat Confinement Kolom

Persyaratan tulangan pengikat (confinement) mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.4 di mana luas penampang hoops tidak kurang dari salah satu yang terbesar persamaan berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s. bc. f_c'}{f_yt} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = \frac{0,09. s. bc. f_c'}{f_yt}$$

Cek luas hoops!

$$\begin{aligned} B_c &= B - 2 * (s - 0,5 * D_b) \\ &= 800 - 2 * (40 - 0,5 * 32) \\ &= 730 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_c &= H - 2 * (s - 0,5 * D_b) \\
 &= 800 - 2 * (40 - 0,5 * 32) \\
 &= 730 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= B_c \times H_c \\
 &= 730 \times 730 \\
 &= 532900 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek Batasan Ash

$$\begin{aligned}
 \text{Ash-1} &= 0,3 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{40 \cdot 730 \cdot 42}{400} \right) \left(\frac{800 \cdot 800}{532900} - 1 \right) \\
 &= 4,621 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ash-2} &= \frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \\
 &= \frac{0,09 \cdot 40 \cdot 730 \cdot 42}{400} \\
 &= 6,1985 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai Ash terbesar = 6,8985 mm²/mm

Cek Av Eksisting!

$$\begin{aligned}
 A_v &> A_v \text{ perlu} \\
 628 \text{ mm}^2 &> 6,1985 \times 100 \text{ mm}^2 \\
 628 &> 619,85 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

b. Cek Syarat Hubungan Balok Kolom

Persyaratan dimensi kolom pada pertemuan balok kolom (HBK) mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.7.2 di mana dimensi kolom harus lebih besar dari 20 diameter tulangan balok.

Tulangan longitudinal :

$$\begin{aligned}
 G1 &= 4D22 \\
 G.2B &= 7D25
 \end{aligned}$$

Cek penampang kolom!

$$H=B = 800 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{rcl} H & < & 20 D_b \\ 800 & < & 20 * 25 \\ 800 \text{ mm} & < & 500 \text{ mm (OK!)} \end{array}$$

Persyaratan tulangan pengikat untuk bagian pertemuan balok kolom (HBK) mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.7.3.2 di mana tulangan pengikat pada HBK bisa diambil setengah dari tulangan confinement, maka dari itu :

$$\begin{aligned} \text{Ash sepanjang kolom} &= 6,8985 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ \text{Ash pertemuan HBK} &= \frac{1}{2} * 6,8985 \\ &= 3,4493 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Maka diperlukan sengkang :

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \text{Ash} * s \\ &= 3,4993 * 100 \\ &= 349,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek terhadap A_v terpasang!

$$\begin{array}{rcl} A_v & < & A_v \text{ min} \\ 628 \text{ mm}^2 & < & 344,93 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{array}$$

6.3.5 Rekapitulasi Kapasitas Kolom

Tabel 6.8. Rekapitulasi Kapasitas Kolom

Portal As no. 1											
LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦP_n	ΦV_n	ΦM_{nc}	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNcX (KN-m)	MNcY (KN-m)
BASEMENT	As - 2A	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	5808.787	502.4	104.385	36.776
BASEMENT	As - 2B	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	5808.787	502.4	102.435	45.335
BASEMENT	As - 2C	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	5808.787	502.4	98.479	42.988
BASEMENT	As - 2D	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	5923.987	502.4	99.803	43.012
BASEMENT	As - 2E	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	5820.883	502.4	74.865	53.791
BASEMENT	As - 2F	K.2	3.4	400	800	3,617 mm ²	314 mm ²	6039.187	502.4	47.718	17.465
BASEMENT	As 2-E	K.3	3.4	400	400	6,234 mm ²	314 mm ²	2834.655	251.2	25.868	33.744

Portal As no. 2											
LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦP_n	ΦV_n	ΦM_{nc}	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNcX (KN-m)	MNcY (KN-m)
BASEMENT	As - 2D	K.1A	3.4	800	800	38,584 mm ²	314 mm ²	26571.073	669.866667	1292.388	1057.241
LT. GF	As - 2D	K.1A	6	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15624.084	669.866667	1387.135	558.235
MEZZANIN	As - 2D	K.1A	3	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15624.084	669.866667	1422.391	306.200
LT. 2 & P2A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15626.964	669.866667	1457.826	79.282
LT. P2B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15626.964	669.866667	1500.903	39.100
LT. 3 & P3A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15626.964	669.866667	1159.571	85.665
LT. P3B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15626.964	669.866667	1528.776	31.500
LT. 4 & P4A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15626.964	669.866667	1541.356	91.329
LT. P4B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	32,154 mm ²	314 mm ²	15624.084	669.866667	1105.224	19.879
LT. 5 & P5A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm ²	314 mm ²	15907.539	669.866667	1126.374	66.950

LT. P5B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1147.609	15.738
LT. 6 & P6A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	714.353	80.974
LT. P6B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	393.906	12.341
LT. 7 & P7A	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	448.629	64.397
LT. P7B	As - 2D	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	478.600	5.979
LT. 8	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	185.785	12.385
LT. 9	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	243.724	10.647
LT. 10	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	298.991	14.359
LT. 11	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	354.465	14.279
LT. 12	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	399.871	25.056
LT. 13	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	225.225	129.001
LT. 14	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	217.559	20.068
LT. 15	As - 2D	K.1A	3.85	800	800	7,935 mm2	314 mm2	16246.604	669.866667	269.451	242.572
BASEMENT	As 2-A	K.2A	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	58.592	206.295
BASEMENT	As 2-F	K.2	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	24.144	85.009
BASEMENT	As 2-E	K.1	3.4	800	800	9,119 mm2	314 mm2	16216.177	502.4	214.944	343.794

Portal As no. 3

LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNCX (KN-m)	MNCy (KN-m)
BASEMENT	As - 3B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	995.282	1320.918
BASEMENT	As - 3C	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	926.953	1181.394
BASEMENT	As - 3D	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	886.371	1100.809
BASEMENT	As - 3E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	840.624	1590.371
BASEMENT	As - 3F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	690.076	871.721
LT. GF	As - 3B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	741.753	984.541
LT. GF	As - 3C	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	651.774	830.512
LT. GF	As - 3D	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	596.106	742.332
LT. GF	As - 3E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	688.259	853.185
LT. GF	As - 3F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	488.924	620.029

MEZZANIN	As - 3B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	648.488	873.762
MEZZANIN	As - 3C	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	533.253	728.362
MEZZANIN	As - 3D	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	441.847	673.332
MEZZANIN	As - 3E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	745.159	619.982
MEZZANIN	As - 3F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	552.732	437.432
LT. 2 & P2A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	957.721	513.794
LT. 2 & P2A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	828.382	367.891
LT. 2 & P2A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	712.135	423.494
LT. 2 & P2A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	901.288	515.876
LT. 2 & P2A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	647.044	490.221
LT. P2B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	936.371	726.229
LT. P2B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	814.600	670.703
LT. P2B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	737.391	615.274
LT. P2B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	962.144	377.900
LT. P2B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	759.682	265.776
LT. 3 & P3A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1107.435	72.712
LT. 3 & P3A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	956.050	62.403
LT. 3 & P3A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	865.253	59.062
LT. 3 & P3A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1068.609	90.962
LT. 3 & P3A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	836.165	80.612
LT. P3B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1175.168	124.253
LT. P3B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1045.759	114.274
LT. P3B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	961.959	159.068
LT. P3B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1116.418	103.700
LT. P3B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	902.444	80.574
LT. 4 & P4A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1183.668	86.941
LT. 4 & P4A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1053.932	77.459
LT. 4 & P4A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	969.738	75.174
LT. 4 & P4A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1154.538	98.291
LT. 4 & P4A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	949.606	93.271
LT. P4B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1251.765	127.647

LT. P4B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1141.200	122.994
LT. P4B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1064.809	118.256
LT. P4B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1200.553	114.006
LT. P4B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1014.685	91.329
LT. 5 & P5A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1259.585	97.097
LT. 5 & P5A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1149.268	89.176
LT. 5 & P5A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1072.424	87.982
LT. 5 & P5A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1238.471	105.806
LT. 5 & P5A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1059.285	105.285
LT. P5B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1326.871	132.797
LT. P5B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1232.026	131.285
LT. P5B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1165.518	126.706
LT. P5B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	813.215	84.156
LT. P5B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	648.812	64.647
LT. 6 & P6A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	396.438	31.732
LT. 6 & P6A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	292.032	23.809
LT. 6 & P6A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	219.229	17.182
LT. 6 & P6A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	381.615	32.656
LT. 6 & P6A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	213.650	21.894
LT. P6B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	474.447	46.741
LT. P6B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	385.162	40.829
LT. P6B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	324.485	35.332
LT. P6B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	430.238	40.382
LT. P6B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	281.753	23.647
LT. 7 & P7A	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	479.729	37.321
LT. 7 & P7A	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	390.429	30.626
LT. 7 & P7A	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	329.759	26.388
LT. 7 & P7A	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	470.900	40.415
LT. 7 & P7A	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	330.824	32.597
LT. P7B	As - 3B	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	557.326	54.221
LT. P7B	As - 3C	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	483.065	49.518

LT. P7B	As - 3D	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	430.909	45.506
LT. P7B	As - 3E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	294.176	28.135
LT. P7B	As - 3F	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	203.512	18.656
LT. 8	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	92.868	5.279
LT. 8	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	116.856	7.250
LT. 8	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	75.703	4.882
LT. 8	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	71.203	4.924
LT. 8	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	44.447	2.753
LT. 9	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	24.400	1.597
LT. 9	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	24.400	1.597
LT. 9	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	32.841	2.371
LT. 9	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	70.053	3.924
LT. 9	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	55.656	3.726
LT. 10	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	116.856	7.250
LT. 10	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	102.459	7.053
LT. 10	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	99.691	6.853
LT. 10	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	159.047	14.691
LT. 10	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	125.097	13.174
LT. 11	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	202.150	24.291
LT. 11	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	175.032	21.100
LT. 11	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	131.679	16.850
LT. 11	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	216.662	21.524
LT. 11	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	151.253	13.641
LT. 12	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	271.785	24.024
LT. 12	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	250.271	22.126
LT. 12	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	212.456	18.974
LT. 12	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	295.632	21.159
LT. 12	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	243.838	17.288
LT. 13	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	354.835	21.979
LT. 13	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	345.006	21.482
LT. 13	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	310.229	19.756

LT. 13	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	384.009	19.991
LT. 13	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	345.635	21.568
LT. 14	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	436.950	24.526
LT. 14	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	438.121	27.206
LT. 14	As - 3D	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	406.741	23.268
LT. 14	As - 3E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	471.988	26.576
LT. 14	As - 3F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	417.929	23.488
LT. 15	As - 3B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	252.847	13.276
LT. 15	As - 3C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	236.226	15.156
BASEMENT	As - 3A	K.2A	3.4	400	800	6,079 mm2	314 mm2	5763.589	502.4	28.685	87.538
BASEMENT	As - 3F	K.2	3.4	400	800	3,617 mm2	314 mm2	5808.787	502.4	21.450	65.453
BASEMENT	As 2-E	K.1	3.4	800	800	9,119 mm2	314 mm2	16216.177	502.4	266.259	280.568

Portal As no. 4

LANTAI	As	PENAMPANG			TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc		
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNCx (KN-m)	MNCy (KN-m)
BASEMENT	As -4B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1011.788	1015.550
BASEMENT	As - 4F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1160.406	889.474
LT. GF	As -4B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	934.147	662.374
LT. GF	As - 4F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	878.332	840.538
MEZZANIN	As -4B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	914.438	546.494
MEZZANIN	As - 4F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	912.129	691.553
LT. 2 & P2A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	986.553	327.759
LT. 2 & P2A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1052.021	345.241
LT. P2B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	652.335	46.909
LT. P2B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	583.553	35.438
LT. 3 & P3A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	691.712	53.676
LT. 3 & P3A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	625.056	39.100

LT. P3B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1149.324	94.750
LT. P3B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1229.768	103.812
LT. 4 & P4A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1187.329	100.329
LT. 4 & P4A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1270.044	106.379
LT. P4B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1225.585	102.544
LT. P4B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1308.197	112.700
LT. 5 & P5A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1263.482	107.662
LT. 5 & P5A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1347.276	114.224
LT. P5B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	832.453	72.982
LT. P5B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	923.203	69.485
LT. 6 & P6A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	402.332	33.732
LT. 6 & P6A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	496.112	43.944
LT. P6B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	444.126	38.368
LT. P6B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	538.024	43.476
LT. 7 & P7A	As -4B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	487.309	73.553
LT. 7 & P7A	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	582.009	61.485
LT. P7B	As -4B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	265.309	54.715
LT. P7B	As - 4F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	367.782	40.444
LT. 8	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	86.232	7.806
LT. 8	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	95.762	8.462
LT. 9	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	86.232	7.806
LT. 9	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	95.762	8.462
LT. 10	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	86.232	7.806
LT. 10	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	197.935	27.688
LT. 11	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	169.535	16.397
LT. 11	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	279.600	39.374
LT. 12	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	250.850	17.562
LT. 12	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	355.409	34.591
LT. 13	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	339.606	16.603
LT. 13	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	444.326	35.635
LT. 14	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	430.029	19.356

LT. 14	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	531.853	41.224
LT. 15	As -4B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	525.153	32.665
LT. 15	As - 4F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	719.547	294.029
BASEMENT	As -4B	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	767.368	619.541
BASEMENT	As - 4D	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	820.368	658.474
BASEMENT	As - 4E	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	816.215	701.553
LT. GF	As -4B	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	607.947	587.388
LT. GF	As - 4D	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	646.491	693.194
LT. GF	As - 4E	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	671.300	505.921
MEZZANIN	As -4B	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	467.141	356.182
MEZZANIN	As - 4D	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	527.285	258.141
MEZZANIN	As - 4E	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	513.594	295.050
LT. 2 & P2A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	504.735	170.765
LT. 2 & P2A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	548.947	179.156
LT. 2 & P2A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	545.659	163.735
LT. P2B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	538.359	43.997
LT. P2B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	585.050	40.812
LT. P2B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	570.485	41.959
LT. 3 & P3A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	563.488	46.062
LT. 3 & P3A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	601.732	44.159
LT. 3 & P3A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	593.312	39.762
LT. P3B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	319.879	20.744
LT. P3B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	358.309	17.024
LT. P3B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	274.321	17.391
LT. 4 & P4A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	77.974	7.012
LT. 4 & P4A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	41.206	3.962
LT. 4 & P4A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	24.124	2.829
LT. P4B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	104.279	9.603
LT. P4B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	67.759	6.218
LT. P4B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	80.468	7.332
LT. 5 & P5A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	147.456	12.529

LT. 5 & P5A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	116.835	9.656
LT. 5 & P5A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	134.156	11.218
LT. P5B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	188.538	15.444
LT. P5B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	164.897	13.326
LT. P5B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	116.959	10.447
LT. 6 & P6A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	207.003	17.662
LT. 6 & P6A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	116.959	10.447
LT. 6 & P6A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	164.897	13.326
LT. P6B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	118.391	10.597
LT. P6B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	120.376	10.106
LT. P6B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	141.600	11.665
LT. 7 & P7A	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	35.659	3.803
LT. 7 & P7A	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	56.882	5.362
LT. 7 & P7A	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	41.206	3.962
LT. P7B	As -4B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	67.453	6.818
LT. P7B	As - 4D	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	88.544	8.468
LT. P7B	As - 4E	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	67.759	6.218
LT. 8	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	121.429	11.012
LT. 8	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	127.165	12.147
LT. 8	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	116.835	9.656
LT. 9	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	176.262	15.553
LT. 9	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	186.553	15.935
LT. 9	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	164.897	13.326
LT. 10	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	233.268	31.397
LT. 10	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	235.253	30.906
LT. 10	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	213.262	26.647
LT. 11	As -4B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	280.344	39.838
LT. 11	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	277.679	37.497
LT. 11	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	256.838	30.991
LT. 12	As -4B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	324.474	31.838
LT. 12	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	322.756	29.494

LT. 12	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	301.271	25.265
LT. 13	As -4B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	375.803	30.159
LT. 13	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	372.344	28.329
LT. 13	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	352.668	24.962
LT. 14	As -4B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	425.159	32.991
LT. 14	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	419.374	30.882
LT. 14	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	402.632	27.403
LT. 15	As -4B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	445.971	26.982
LT. 15	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	437.606	24.671
LT. 15	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	426.824	22.603
LT. 16	As -4B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	256.053	34.291
LT. 16	As - 4D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	248.350	33.374
LT. 16	As - 4E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	217.982	7.632
BASEMENT	As - 4A	K.2A	3.4	400	800	6,079 mm2	314 mm2	5763.589	502.4	28.685	87.538
BASEMENT	As - 4F	K.2	3.4	400	800	3,617 mm2	236 mm2	5808.787	376.8	21.450	65.453
BASEMENT	As - 4G	K.1E	3.4	800	800	9,119 mm2	314 mm2	16216.177	502.4	230.474	229.585
BASEMENT	As - 4G	K.1E	3.4	800	800	9,119 mm2	314 mm2	16216.177	502.4	230.474	229.585
BASEMENT	As 2-E	K.3	3.4	400	400	6,234 mm2	236 mm2	2823.135	188.4	34.676	24.462

Portal As no. 5

LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNCx (KN-m)	MNCy (KN-m)
BASEMENT	As -5B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	570.112	999.747
BASEMENT	As - 5F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	368.179	451.568
LT. GF	As -5B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	750.229	520.491
LT. GF	As - 5F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	148.691	175.918
MEZZANIN	As -5B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	739.359	394.156
MEZZANIN	As - 5F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	151.291	116.924
LT. 2 & P2A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	961.553	248.497
LT. 2 & P2A	As - 5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	632.121	158.065

LT. P2B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1035.126	56.071
LT. P2B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	716.582	87.497
LT. 3 & P3A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	922.838	79.632
LT. 3 & P3A	As -5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	402.621	40.026
LT. P3B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	973.418	78.209
LT. P3B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	480.597	47.729
LT. 4 & P4A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1023.309	84.944
LT. 4 & P4A	As -5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	558.612	55.424
LT. P4B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1072.965	88.871
LT. P4B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	635.497	63.209
LT. 5 & P5A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1122.353	94.694
LT. 5 & P5A	As -5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	712.350	72.300
LT. P5B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	694.150	59.724
LT. P5B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	489.574	43.668
LT. 6 & P6A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	266.382	22.903
LT. 6 & P6A	As -5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	266.382	22.903
LT. P6B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	317.238	27.662
LT. P6B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	154.212	14.882
LT. 7 & P7A	As -5B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	370.303	53.768
LT. 7 & P7A	As -5F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	45.962	8.324
LT. P7B	As -5B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	310.006	45.294
LT. P7B	As -5F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	93.715	10.265
LT. 8	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	294.879	14.318
LT. 8	As -5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	238.110	11.576
LT. 9	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	367.482	15.794
LT. 9	As -5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	390.487	16.035
LT. 10	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	226.055	11.126
LT. 10	As -5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	292.772	15.485
LT. 11	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	145.459	13.700
LT. 11	As -5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	229.294	21.182
LT. 12	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	#REF!	669.866667	313.129	28.665

LT. 12	As - 5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	224.229	18.159
LT. 13	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	370.721	25.850
LT. 13	As - 5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	203.865	11.441
LT. 14	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	393.991	17.653
LT. 14	As - 5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	340.182	20.253
LT. 15	As -5B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	425.735	22.865
LT. 15	As - 5F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	203.982	12.988
BASEMENT	As - 4A	K.2A	3.4	400	800	6,079 mm2	236 mm2	5763.589	376.8	28.685	87.538
BASEMENT	As - 4F	K.2	3.4	400	800	3,617 mm2	314 mm2	5808.787	502.4	21.450	65.453
BASEMENT	As - 4G	K.1D	3.4	800	800	9,119 mm2	314 mm2	16216.177	502.4	230.474	229.585
BASEMENT	As 2-E	K.3	3.4	400	400	6,234 mm2	236 mm2	2823.135	188.4	34.676	24.462

Portal As no. 6

LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNcX (KN-m)	MNcY (KN-m)
BASEMENT	As -6B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	569.159	890.374
BASEMENT	As - 6F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	348.762	550.188
LT. GF	As -6B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	488.291	542.968
LT. GF	As - 6F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	144.441	182.474
MEZZANIN	As -6B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	519.500	311.409
MEZZANIN	As - 6F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	126.879	79.424
LT. 2 & P2A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	549.303	157.994
LT. 2 & P2A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	146.726	81.141
LT. P2B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	568.524	57.762
LT. P2B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	229.785	18.362
LT. 3 & P3A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1072.921	29.579
LT. 3 & P3A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	668.635	25.821
LT. P3B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1132.715	32.021
LT. P3B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	733.615	33.676

LT. 4 & P4A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	750.894	23.576
LT. 4 & P4A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	424.847	37.397
LT. P4B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	810.497	27.247
LT. P4B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	489.653	43.459
LT. 5 & P5A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	870.450	25.941
LT. 5 & P5A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	554.612	47.065
LT. P5B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	505.424	19.197
LT. P5B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	386.018	40.082
LT. 6 & P6A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	101.735	24.459
LT. 6 & P6A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	158.241	45.824
LT. P6B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	158.241	30.200
LT. P6B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	158.241	51.565
LT. 7 & P7A	As -6B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	214.747	51.565
LT. 7 & P7A	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	214.747	51.565
LT. P7B	As -6B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	193.006	29.321
LT. P7B	As - 6F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	150.753	28.282
LT. 8	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	215.915	8.362
LT. 8	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	150.253	7.159
LT. 9	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	138.262	5.235
LT. 9	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	237.156	10.032
LT. 10	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	114.853	5.621
LT. 10	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	138.262	5.235
LT. 11	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	143.391	8.041
LT. 11	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	44.497	3.244
LT. 12	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	122.150	6.371
LT. 12	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	79.897	5.332
LT. 13	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	215.915	8.362
LT. 13	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	150.253	7.159
LT. 14	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	300.997	20.476
LT. 14	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	277.356	17.221
LT. 15	As -6B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	341.197	27.665

LT. 15	As - 6F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	544.609	202.024
BASEMENT	As -6B	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	611.941	556.921
BASEMENT	As - 6D	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	683.129	525.224
BASEMENT	As - 6E	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	708.485	391.462
LT. GF	As -6B	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	425.762	471.518
LT. GF	As - 6D	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	512.276	310.462
LT. GF	As - 6E	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	519.488	508.650
MEZZANIN	As -6B	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	250.000	189.671
MEZZANIN	As - 6D	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	344.676	163.959
MEZZANIN	As - 6E	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	356.279	89.991
LT. 2 & P2A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	266.012	68.168
LT. 2 & P2A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	357.788	40.209
LT. 2 & P2A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	359.885	93.647
LT. P2B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	276.103	21.062
LT. P2B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	370.926	10.803
LT. P2B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	374.335	14.124
LT. 3 & P3A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	308.615	9.300
LT. 3 & P3A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	401.797	8.074
LT. 3 & P3A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	399.415	14.135
LT. P3B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	172.803	3.535
LT. P3B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	245.276	6.279
LT. P3B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	234.265	22.926
LT. 4 & P4A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	46.759	5.262
LT. 4 & P4A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	110.771	15.259
LT. 4 & P4A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	20,900 mm2	531 mm2	11591.279	707.546667	74.390	9.281
LT. P4B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	97.599	11.976
LT. P4B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	106.809	13.315
LT. P4B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	116.722	14.416
LT. 5 & P5A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	131.590	16.067
LT. 5 & P5A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	136.546	16.617
LT. 5 & P5A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	146.459	17.718

LT. P5B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	161.327	19.369
LT. P5B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	166.284	19.919
LT. P5B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	176.196	21.019
LT. 6 & P6A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	191.064	22.670
LT. 6 & P6A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	196.021	23.221
LT. 6 & P6A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	205.933	24.321
LT. P6B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	220.801	25.972
LT. P6B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	225.758	26.522
LT. P6B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	235.670	27.623
LT. 7 & P7A	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	235.670	27.623
LT. 7 & P7A	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	240.626	28.173
LT. 7 & P7A	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	250.539	29.274
LT. P7B	As -6B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	196.021	23.221
LT. P7B	As - 6D	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	200.977	23.771
LT. P7B	As - 6E	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	210.889	24.871
LT. 8	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	149.718	19.900
LT. 8	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	154.674	20.451
LT. 8	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	114.039	13.683
LT. 9	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	167.044	18.532
LT. 9	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	121.453	11.215
LT. 9	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	87.218	8.362
LT. 10	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	167.044	18.532
LT. 10	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	119.512	14.085
LT. 10	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	33.462	3.668
LT. 11	As -6B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	167.044	18.532
LT. 11	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	121.453	11.215
LT. 11	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	87.218	8.362
LT. 12	As -6B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	219.909	15.371
LT. 12	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	172.376	10.924
LT. 12	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	138.582	8.382
LT. 13	As -6B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	277.006	16.262

LT. 13	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	226.394	12.826
LT. 13	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	185.015	9.318
LT. 14	As - 6B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	373.985	18.762
LT. 14	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	318.479	14.926
LT. 14	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	322.385	13.988
LT. 15	As - 6B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	373.985	18.762
LT. 15	As - 6D	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	318.479	14.926
LT. 15	As - 6E	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	322.385	13.988

Portal As no. 7

LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦP_n	ΦV_n	ΦM_{nc}	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNcX (KN-m)	MNcY (KN-m)
BASEMENT	As - 7B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	486.415	400.271
BASEMENT	As - 7C	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	304.494	359.641
BASEMENT	As - 7E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	489.026	500.379
BASEMENT	As - 7E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	311.529	329.647
BASEMENT	As - 7F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	288.968	260.194
LT. GF	As - 7B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	114.935	72.329
LT. GF	As - 7C	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	122.597	140.209
LT. GF	As - 7E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	105.638	94.694
LT. GF	As - 7E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	66.274	127.147
LT. GF	As - 7F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	48.962	41.226
MEZZANIN	As - 7B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1.935	5.800
MEZZANIN	As - 7C	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1.935	5.800
MEZZANIN	As - 7E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	16.062	40.694
MEZZANIN	As - 7E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	16.062	40.694
MEZZANIN	As - 7F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	30.188	75.588
LT. 2 & P2A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	30.188	75.588
LT. 2 & P2A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	30.188	75.588

LT. 2 & P2A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	302.888	353.529
LT. 2 & P2A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	302.888	353.529
LT. 2 & P2A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	389.397	539.088
LT. P2B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	569.368	557.156
LT. P2B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	203.379	580.206
LT. P2B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	432.915	418.759
LT. P2B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	646.429	790.541
LT. P2B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	436.824	784.335
LT. 3 & P3A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	789.291	1069.047
LT. 3 & P3A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	497.929	1251.532
LT. 3 & P3A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	759.618	999.868
LT. 3 & P3A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	470.294	676.324
LT. 3 & P3A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	564.782	465.621
LT. P3B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	437.556	199.568
LT. P3B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	92.165	376.959
LT. P3B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	267.274	192.650
LT. P3B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	221.756	232.941
LT. P3B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	90.674	31.921
LT. 4 & P4A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	277.371	72.147
LT. 4 & P4A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	43.768	217.291
LT. 4 & P4A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	134.994	151.897
LT. 4 & P4A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	149.856	223.868
LT. 4 & P4A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	146.215	50.471
LT. P4B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	144.650	55.285
LT. P4B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	135.218	163.609
LT. P4B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	61.474	191.641
LT. P4B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	52.362	144.771
LT. P4B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	52.362	144.771
LT. 5 & P5A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	52.682	-10.424
LT. 5 & P5A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	41.656	89.371
LT. 5 & P5A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	41.656	89.371

LT. 5 & P5A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	30.629	189.165
LT. 5 & P5A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	30.629	189.165
LT. P5B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	30.629	189.165
LT. P5B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	23.459	135.632
LT. P5B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	23.459	135.632
LT. P5B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	256.179	184.435
LT. P5B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	170.303	281.382
LT. 6 & P6A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	388.982	400.926
LT. 6 & P6A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	246.274	497.629
LT. 6 & P6A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	335.162	363.847
LT. 6 & P6A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	394.647	594.297
LT. 6 & P6A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	555.312	426.335
LT. P6B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	591.935	728.574
LT. P6B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	419.126	775.209
LT. P6B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	619.338	700.871
LT. P6B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	306.065	598.565
LT. P6B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	500.094	549.629
LT. 7 & P7A	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	388.982	400.926
LT. 7 & P7A	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	246.274	497.629
LT. 7 & P7A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	335.162	363.847
LT. 7 & P7A	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	394.647	594.297
LT. 7 & P7A	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	555.312	426.335
LT. P7B	As - 7B	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	591.935	728.574
LT. P7B	As - 7C	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	419.126	775.209
LT. P7B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	619.338	700.871
LT. P7B	As - 7E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	65.162	491.115
LT. P7B	As - 7F	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	345.068	345.232
LT. 8	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871
LT. 8	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871
LT. 8	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871
LT. 8	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871

LT. 8	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871
LT. 9	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	14.265	71.871
LT. 9	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	18.829	49.926
LT. 9	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 9	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 9	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 10	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	#REF!	#REF!
LT. 10	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	#REF!	#REF!
LT. 10	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 10	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.932	51.947
LT. 11	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.782	85.706
LT. 11	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 11	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 11	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 11	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 12	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 12	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 12	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 12	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 12	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 13	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 13	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.094	95.500
LT. 13	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 13	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 13	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.782	85.706
LT. 14	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 14	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	34.368	73.891
LT. 14	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.094	95.500
LT. 14	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	33.679	83.685
LT. 14	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.094	95.500
LT. 15	As - 7B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.094	95.500

LT. 15	As - 7C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	53.094	95.500
LT. 15	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	38.244	61.741
LT. 15	As - 7E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	243.694	163.024
LT. 15	As - 7F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	256.791	145.785
BASEMENT	As - 7B	K.4	3.4	1250	500	35,369 mm2	531 mm2	10825.626	707.546667	275.076	142.591
LT. GF	As - 7B	K.4	6	1250	500	33,761 mm2	531 mm2	10855.143	707.546667	315.765	142.035
MEZZANIN	As - 7B	K.4	3	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	272.194	48.653
LT. 2 & P2A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	446.868	45.497
LT. P2B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	27,331 mm2	531 mm2	15973.211	707.546667	401.429	25.856
LT. 3 & P3A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	437.982	39.253
LT. P3B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	248.950	8.518
LT. 4 & P4A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	11159.854	707.546667	123.571	7.994
LT. P4B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	17,165 mm2	531 mm2	#REF!	707.546667	123.571	7.994
LT. 5 & P5A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	123.571	7.994
LT. P5B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	12,756 mm2	531 mm2	11240.795	707.546667	236.003	10.771
LT. 6 & P6A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	236.003	10.771
LT. P6B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 7 & P7A	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. P7B	As - 7B	K.4	1.75	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 8	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 9	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 10	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 11	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	11,775 mm2	531 mm2	11258.811	707.546667	348.435	13.547
LT. 12	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	311.459	9.982
LT. 13	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	274.056	9.071
LT. 14	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	137.241	3.209
LT. 15	As - 7B	K.4	3.85	1250	500	6,801 mm2	531 mm2	11350.129	707.546667	99.838	2.297

Portal As no. 8

LANTAI	As	PENAMPANG	TULANGAN KOLOM	ΦPn	ΦVn	ΦMnc
--------	----	-----------	----------------	-----	-----	------

		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNcX (KN-m)	MNcY (KN-m)
BASEMENT	As - 8B	K.1A	3,4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	930.412	1069.265
BASEMENT	As - 8C	K.1A	3,4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	882.953	858.891
BASEMENT	As - 8E	K.1A	3,4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1033.600	943.809
BASEMENT	As - 8E	K.1A	3,4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	978.662	568.797
BASEMENT	As - 8F	K.1A	3,4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	845.435	482.132
LT. GF	As - 8B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	933.974	329.256
LT. GF	As - 8C	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	733.350	332.288
LT. GF	As - 8E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	871.497	529.468
LT. GF	As - 8E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	769.224	566.962
LT. GF	As - 8F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	634.485	511.768
MEZZANIN	As - 8B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	678.397	658.024
MEZZANIN	As - 8C	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	574.138	314.400
MEZZANIN	As - 8E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	652.312	501.959
MEZZANIN	As - 8E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	724.591	288.853
MEZZANIN	As - 8F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	578.374	249.712
LT. 2 & P2A	As - 8B	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	820.206	366.700
LT. 2 & P2A	As - 8C	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	625.718	297.206
LT. 2 & P2A	As - 8E	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	779.924	375.421
LT. 2 & P2A	As - 8E	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	820.494	238.756
LT. 2 & P2A	As - 8F	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	680.453	210.912
LT. P2B	As - 8B	K.1A	1,75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	919.497	80.182
LT. P2B	As - 8C	K.1A	1,75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	710.941	46.800
LT. P2B	As - 8E	K.1A	1,75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	833.497	62.782
LT. P2B	As - 8E	K.1A	1,75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	843.412	35.856
LT. P2B	As - 8F	K.1A	1,75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	698.471	28.997
LT. 3 & P3A	As - 8B	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	946.782	57.097
LT. 3 & P3A	As - 8C	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	776.662	60.774
LT. 3 & P3A	As - 8E	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	912.385	81.556
LT. 3 & P3A	As - 8E	K.1A	3,85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	966.847	116.503

LT. 3 & P3A	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	831.609	110.409
LT. P3B	As - 8B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1032.182	117.829
LT. P3B	As - 8C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	859.812	82.221
LT. P3B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	940.638	74.909
LT. P3B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	977.847	40.559
LT. P3B	As - 8F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	841.100	34.021
LT. 4 & P4A	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1063.459	61.876
LT. 4 & P4A	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	928.503	66.779
LT. 4 & P4A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1020.021	89.397
LT. 4 & P4A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1597.803	131.347
LT. 4 & P4A	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	968.841	128.338
LT. P4B	As - 8B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1145.203	133.129
LT. P4B	As - 8C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1007.676	97.688
LT. P4B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1049.303	83.062
LT. P4B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1111.412	42.382
LT. P4B	As - 8F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	981.271	36.315
LT. 5 & P5A	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1177.309	66.962
LT. 5 & P5A	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1076.929	75.588
LT. 5 & P5A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1127.012	102.065
LT. 5 & P5A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1224.321	155.768
LT. 5 & P5A	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1102.476	155.865
LT. P5B	As - 8B	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1252.829	157.103
LT. P5B	As - 8C	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1151.532	121.112
LT. P5B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1155.962	96.565
LT. P5B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	767.121	29.418
LT. P5B	As - 8F	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	636.809	32.138
LT. 6 & P6A	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	341.124	19.682
LT. 6 & P6A	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	269.924	23.232
LT. 6 & P6A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	284.159	27.897
LT. 6 & P6A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	418.682	61.532
LT. 6 & P6A	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	289.529	48.097

LT. P6B	As - 8B	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	432.397	62.129
LT. P6B	As - 8C	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	349.829	36.226
LT. P6B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	316.409	24.456
LT. P6B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	426.397	8.412
LT. P6B	As - 8F	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	296.394	3.732
LT. 7 & P7A	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	462.432	27.697
LT. 7 & P7A	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	423.538	35.638
LT. 7 & P7A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	409.312	51.224
LT. 7 & P7A	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	561.688	149.779
LT. 7 & P7A	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	439.985	134.262
LT. P7B	As - 8B	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	559.179	179.459
LT. P7B	As - 8C	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	505.935	136.079
LT. P7B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	446.615	89.900
LT. P7B	As - 8E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	283.229	33.691
LT. P7B	As - 8F	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	288.724	36.006
LT. 8	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	88.862	10.209
LT. 8	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	148.256	15.897
LT. 8	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	127.985	13.644
LT. 8	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	148.256	15.897
LT. 8	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	127.985	13.644
LT. 9	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	148.256	15.897
LT. 9	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	127.985	13.644
LT. 9	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	78.776	8.335
LT. 9	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	217.806	22.994
LT. 9	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	164.482	19.529
LT. 10	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	289.629	31.124
LT. 10	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	285.297	30.326
LT. 10	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	250.141	27.129
LT. 10	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	354.479	62.885
LT. 10	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	331.753	65.229
LT. 11	As - 8B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	425.071	92.865

LT. 11	As - 8C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	434.571	94.215
LT. 11	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	414.324	96.538
LT. 11	As - 8E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	216.329	41.885
LT. 11	As - 8F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	232.247	57.071
BASEMENT	As - 8D	K.3	3.4	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	50.194	4.418
LT. GF	As - 8D	K.3	6	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	72.047	4.253
MEZZANIN	As - 8D	K.3	3	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	82.003	0.868
LT. 2 & P2A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	56.888	2.759
LT. P2B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	69.062	0.547
LT. 3 & P3A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	73.406	1.150
LT. P3B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.697	0.065
LT. 4 & P4A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	52.044	0.076
LT. P4B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	63.315	0.609
LT. 5 & P5A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.403	0.591
LT. P5B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	51.750	0.503
LT. 6 & P6A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	63.024	0.950
LT. P6B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.115	0.885
LT. 7 & P7A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	78.015	1.129
LT. P7B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	70.385	0.979
LT. 8	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	64.974	0.882
LT. 9	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	50.285	0.668
LT. 10	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	47.776	0.609
LT. 11	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	44.909	0.565
BASEMENT	As - 8A	K.2A	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	58.592	206.295
BASEMENT	As - 8F	K.2	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	24.144	85.009

Portal As no. 9

LANTAI	As	PENAMPANG				TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc	
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	KN	KN	MNCx (KN-m)	MNCy (KN-m)

BASEMENT	As - 9B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1225.291	1681.279
BASEMENT	As - 9C	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1375.118	1610.159
BASEMENT	As - 9E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1377.559	1526.353
BASEMENT	As - 9E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1461.653	1354.065
BASEMENT	As - 9F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1406.462	1391.465
LT. GF	As - 9B	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1329.453	1313.924
LT. GF	As - 9C	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1162.029	1362.056
LT. GF	As - 9E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1158.141	1486.624
LT. GF	As - 9E	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1089.938	1369.656
LT. GF	As - 9F	K.1A	6	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1143.762	1389.785
MEZZANIN	As - 9B	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1292.588	1017.906
MEZZANIN	As - 9C	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1478.885	763.256
MEZZANIN	As - 9E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1596.279	514.126
MEZZANIN	As - 9E	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1804.729	248.059
MEZZANIN	As - 9F	K.1A	3	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1706.735	225.985
LT. 2 & P2A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1693.844	330.703
LT. 2 & P2A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1620.656	474.076
LT. 2 & P2A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1548.950	635.779
LT. 2 & P2A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1702.344	573.635
LT. 2 & P2A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1677.356	593.194
LT. P2B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1783.353	166.894
LT. P2B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1873.726	251.312
LT. P2B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1762.635	79.129
LT. P2B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1968.306	166.394
LT. P2B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1903.315	176.418
LT. 3 & P3A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1967.447	210.062
LT. 3 & P3A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	2002.762	231.929
LT. 3 & P3A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1951.318	262.247
LT. 3 & P3A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1944.079	209.106
LT. 3 & P3A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1865.635	238.524
LT. P3B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1799.215	97.956

LT. P3B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1801.894	103.906
LT. P3B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1758.126	26.076
LT. P3B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1865.629	95.297
LT. P3B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1773.356	94.659
LT. 4 & P4A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1791.247	96.232
LT. 4 & P4A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1768.397	92.038
LT. 4 & P4A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1740.235	27.974
LT. 4 & P4A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1831.924	90.797
LT. 4 & P4A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1748.162	88.300
LT. P4B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1775.815	96.303
LT. P4B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1732.547	87.247
LT. P4B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1721.009	29.950
LT. P4B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1802.794	92.382
LT. P4B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	28,938 mm2	314 mm2	15706.731	669.866667	1723.821	89.106
LT. 5 & P5A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1762.032	102.482
LT. 5 & P5A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1708.882	87.088
LT. 5 & P5A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1705.574	31.926
LT. 5 & P5A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1798.271	100.397
LT. 5 & P5A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1721.812	97.262
LT. P5B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1761.965	122.397
LT. P5B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1725.576	99.612
LT. P5B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1699.921	43.856
LT. P5B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1386.435	17.512
LT. P5B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	21,126 mm2	314 mm2	15907.539	669.866667	1354.144	15.553
LT. 6 & P6A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	921.791	7.932
LT. 6 & P6A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	968.968	46.706
LT. 6 & P6A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	891.150	46.385
LT. 6 & P6A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	992.779	47.832
LT. 6 & P6A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	930.832	46.950
LT. P6B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	907.691	9.841
LT. P6B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	920.347	39.103

LT. P6B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	881.279	41.900
LT. P6B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	965.003	40.159
LT. P6B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	15,700 mm2	314 mm2	16047.007	669.866667	902.212	40.453
LT. 7 & P7A	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	888.253	11.021
LT. 7 & P7A	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	876.968	37.182
LT. 7 & P7A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	861.641	42.003
LT. 7 & P7A	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	932.650	37.862
LT. 7 & P7A	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	860.829	38.862
LT. P7B	As - 9B	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	866.129	11.500
LT. P7B	As - 9C	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	841.529	35.759
LT. P7B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	844.926	41.612
LT. P7B	As - 9E	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	574.050	33.326
LT. P7B	As - 9F	K.1A	1.75	800	800	10,638 mm2	314 mm2	16177.113	669.866667	475.953	34.441
LT. 8	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	150.962	1.400
LT. 8	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	133.224	8.468
LT. 8	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	136.053	9.000
LT. 8	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	376.138	21.647
LT. 8	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	374.053	26.041
LT. 9	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	453.424	28.368
LT. 9	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	539.576	40.832
LT. 9	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	437.971	35.771
LT. 9	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	159.697	34.165
LT. 9	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	472.776	34.953
LT. 10	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	381.232	22.121
LT. 10	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	471.826	33.735
LT. 10	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	348.400	27.074
LT. 10	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	458.197	28.694
LT. 10	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	404.974	27.591
LT. 11	As - 9B	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	315.912	20.629
LT. 11	As - 9C	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	434.785	29.165
LT. 11	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	273.600	23.879

LT. 11	As - 9E	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	229.612	17.538
LT. 11	As - 9F	K.1A	3.85	800	800	6,801 mm2	314 mm2	16275.741	669.866667	170.768	12.462
BASEMENT	As - 8D	K.3	3.4	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	50.194	4.418
LT. GF	As - 8D	K.3	6	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	72.047	4.253
MEZZANIN	As - 8D	K.3	3	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	82.003	0.868
LT. 2 & P2A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	56.888	2.759
LT. P2B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	69.062	0.547
LT. 3 & P3A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	73.406	1.150
LT. P3B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.697	0.065
LT. 4 & P4A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	52.044	0.076
LT. P4B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	63.315	0.609
LT. 5 & P5A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.403	0.591
LT. P5B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	51.750	0.503
LT. 6 & P6A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	63.024	0.950
LT. P6B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	53.115	0.885
LT. 7 & P7A	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	78.015	1.129
LT. P7B	As - 8D	K.3	1.75	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	70.385	0.979
LT. 8	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	64.974	0.882
LT. 9	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	50.285	0.668
LT. 10	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	47.776	0.609
LT. 11	As - 8D	K.3	3.85	400	400	6,234 mm2	314 mm2	2823.135	334.933333	44.909	0.565
BASEMENT	As - 8A	K.2A	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	58.592	206.295
BASEMENT	As - 8F	K.2	3.4	800	400	3,215 mm2	236 mm2	5816.166	188.4	0.000	0.000

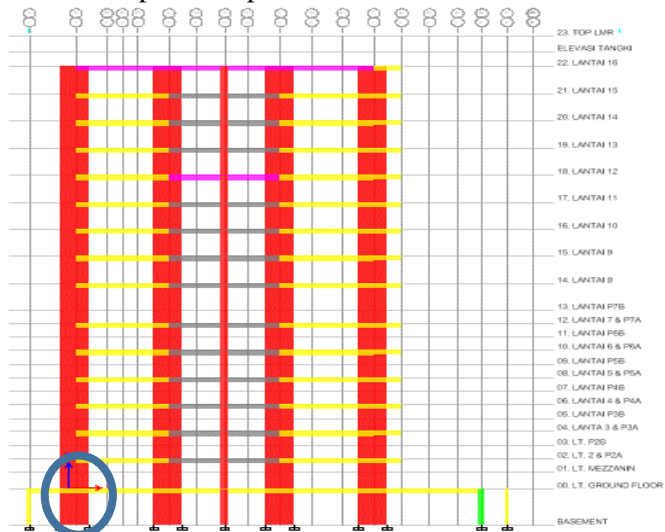
Portal As no. 10

LANTAI	As	PENAMPANG			TULANGAN KOLOM		ΦPn	ΦVn	ΦMnc		
		TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	LONGITUDINAL			TRANSVERSAL	KN	KN
BASEMENT	As - 3B	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1331.809	1652.482
BASEMENT	As - 3C	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1574.100	1412.376
BASEMENT	As - 3D	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1495.759	1488.691

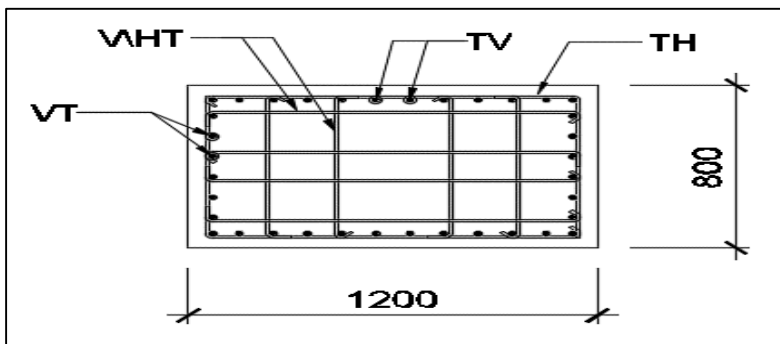
BASEMENT	As - 3E	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	1685.221	1303.156
BASEMENT	As - 3F	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	780.344	713.003
BASEMENT	As - 3G	K.1A	3.4	800	800	32,154 mm2	314 mm2	15624.084	669.866667	780.344	713.003

6.4 Evaluasi Kapasitas Dinding Geser (*Shearwall*)

Shearwall yang ditinjau pada sub bab perhitungan nominal ini yaitu *shearwall* tipe SW.2 pada as 2 lantai basement



Gambar 6.11. Posisi SW.2 yang ditinjau



- Mutu Beton = 30 MPa
- Tulangan Longitudinal = 36 D 32 ($A_s = 28.938 \text{ mm}^2$)
- Tulangan Transversal = 10 ϕ 25 ($A_v = 4.906 \text{ mm}^2$)

Tinggi = 3.4 m

6.4.1 Kapasitas Geser Dinding Geser

Perhitungan kapasitas aksial *shearwall* mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.1 di mana kapasitas tekan kolom ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_c v \left(\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y \right)$$

Dengan:

$$\alpha_c = 0,25 \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} > 2,0$$

Maka kapasitas dinding dalam menahan beban geser (beban gempa) adalah sebagai berikut :

1. Cek h_w/l_w !

$$H_w = \text{Tinggi Shearwall}$$

$$= 3.400 \text{ mm}$$

$$L_w = \text{Panjang Shearwall}$$

$$= 1.200 \text{ mm}$$

$$H_w/L_w = 3400/1200$$

$$= 2,883$$

Karena $H_w/L_w > 2,0$ maka diambil $\alpha_c = 2,0$

2. Hitung rasio penulangan

Digunakan tulangan longitudinal 36D32

$$A_s = 28.938 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{B \cdot H}$$

$$= \frac{28.938}{1.200 \cdot 800}$$

$$= 0,0301$$

3. Hitung nominal geser

$$\begin{aligned} A_{cv} &= 1200 \cdot 800 \\ &= 960000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv}(\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \\ &= 960000(2 \cdot 1 \cdot \sqrt{42} + 0,0391 \cdot 400) \\ &= 12.632.952,88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_n = 12.632,95 \text{ KN}$$

6.4.2 Cek Syarat Detailing Dinding Geser SRPMK**a. Cek Syarat Rasio Tulangan Vertikal**

Persyaratan tulangan vertikal untuk dinding struktural mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 di mana disebutkan bahwa rasio minimal tulangan vertikal adalah 0,0015, maka :

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0,0015 \\ A_{S_{\min}} &= (B * H) \cdot \rho_{\min} \\ &= (1200 * 800) \cdot 0,0015 \\ &= 1.440 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan longitudinal 36D32

$$A_s = 28.938 \text{ mm}^2$$

Cek!

$$\begin{aligned} A_s &< A_{S_{\min}} \\ 28.938 \text{ mm}^2 &< 1.440 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

b. Cek Syarat Rasio Tulangan Horizontal

Persyaratan tulangan vertikal untuk dinding struktural mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.1 di mana disebutkan bahwa rasio minimal tulangan horizontal adalah 0,0025, maka :

$$\rho_{\min} = 0,0015$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min} &= (B * H) \cdot \rho_{\min} \\
 &= (1200 * 800) \cdot 0,0025 \\
 &= 3.305 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan longitudinal 10 ϕ 25
 $A_v = 4.906 \text{ mm}^2$

Cek!

$$\begin{aligned}
 A_s &< A_{s \min} \\
 28.938 \text{ mm}^2 &< 1.440 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

c. Cek Syarat *Special Boundary Element*

Persyaratan tulangan vertikal untuk dinding struktural mengacu pada teori (Imran & Hendrik, 2018) menggunakan metode pendekatan regangan yaitu apabila kondisi di bawah ini terpenuhi, maka tidak diperlukan adanya special boundary element :

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot Y}{I_g} < 0,2 f_c'$$

Output Etabs :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 450,125 \text{ KN} \\
 M_u &= 90,281 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Cek Inersia Penampang

$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{1}{12} B H^3 \\
 &= \frac{1}{12} (800 * 1200^3) \\
 &= 115.200.000.000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Jarak ke titik berat penampang

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{1}{12} H \\
 &= \frac{1}{12} * 1200
 \end{aligned}$$

$$= 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek!} \quad \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot Y}{I_g} &< 0,2 f_c' \\ \frac{450125}{960000} + \frac{(90,281 \cdot 10^6) \cdot 600}{1125 \cdot 10^8} &< 0,2 \quad (30) \\ 0,938 &< 6 \end{aligned}$$

Karena kondisi terpenuhi, maka tidak diperlukan tulangan *special boundary element*.

6.4.3 Rekapitulasi Kapasitas Dinding Geser

LANTAI	PENAMPANG				fc'	TULANGAN SHEARWALL				Vn		
	TYPE	Lu (m)	B (mm)	H (mm)	MPa	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL		KN		
BASEMENT	SW.1	3.4	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 19	- 150	- 200	9844.678
BASEMENT	SW.2	3.4	1200	800	30	36	D 32	10 kaki	φ 25	- 150	- 200	12469.18
BASEMENT	SW.3	3.4	1500	400	42	34	D 29	8 kaki	φ 25	- 150	- 200	9639.552
LT. GF	SW.1	6	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 19	- 150	- 200	9844.678
LT. GF	SW.2	6	1200	800	30	36	D 32	10 kaki	φ 25	- 150	- 200	12469.18
LT. GF	SW.3	6	1500	400	42	34	D 29	8 kaki	φ 22	- 150	- 200	9639.552
MEZZANIN	SW.1	3	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 19	- 150	- 200	9844.678
MEZZANIN	SW.2	3	1200	800	30	36	D 32	10 kaki	φ 25	- 150	- 200	12469.18
MEZZANIN	SW.3	3	1500	400	42	34	D 29	8 kaki	φ 22	- 150	- 200	9639.552
LT. 2 & P2A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 16	- 150	- 200	9844.678
LT. 2 & P2A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 2 & P2A	SW.3	3.85	1500	400	42	34	D 19	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	4515.072
LT. P2B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 16	- 150	- 200	9844.678
LT. P2B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019

LT. P2B	SW.3	1.75	1500	400	42	34	D 19	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	4515.072
LT. 3 & P3A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 16	- 150	- 200	9844.678
LT. 3 & P3A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 3 & P3A	SW.3	3.85	1500	400	42	34	D 19	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	4515.072
LT. P3B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 16	- 150	- 200	9844.678
LT. P3B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. P3B	SW.3	1.75	1500	400	42	34	D 16	8 kaki	φ 13	- 150	- 200	3394.092
LT. 4 & P4A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	9844.678
LT. 4 & P4A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 4 & P4A	SW.3	3.85	1500	400	42	34	D 13	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	2465.28
LT. P4B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	9844.678
LT. P4B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. P4B	SW.3	1.75	1500	400	42	34	D 13	8 kaki	φ 13	- 150	- 200	2465.28
LT. 5 & P5A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	9844.678
LT. 5 & P5A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 5 & P5A	SW.3	3.85	1500	400	42	34	D 13	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	2465.28
LT. P5B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 19	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	9844.678
LT. P5B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019

LT. P5B	SW.3	1.75	1500	400	42	34	D 13	8 kaki	φ 16	- 150	- 200	2465.28
LT. 6 & P6A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 6 & P6A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. P6B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. P6B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 7 & P7A	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 7 & P7A	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. P7B	SW.1	1.75	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. P7B	SW.2	1.75	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 8	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 8	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 9	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 9	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 10	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 10	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 11	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898
LT. 11	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	φ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 12	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 16	17 kaki	φ 13	- 150	- 200	7404.898

LT. 12	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 22	10 kaki	ϕ 16	- 150	- 200	6365.019
LT. 13	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 13	17 kaki	ϕ 13	- 150	- 200	5383.366
LT. 13	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 19	10 kaki	ϕ 16	- 150	- 200	4974.627
LT. 14	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 13	17 kaki	ϕ 13	- 150	- 200	5383.366
LT. 14	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 19	10 kaki	ϕ 16	- 150	- 200	4974.627
LT. 15	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 13	17 kaki	ϕ 13	- 150	- 200	5383.366
LT. 15	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 19	10 kaki	ϕ 16	- 150	- 200	4974.627
LT. 16	SW.1	3.85	3305	400	42	74	D 13	17 kaki	ϕ 13	- 150	- 200	5383.366
LT. 16	SW.2	3.85	1200	800	30	36	D 19	10 kaki	ϕ 16	- 150	- 200	4974.627

BAB VII

EVALUASI STRUKTUR dan PONDASI

7.1 Evaluasi Pelat

Evaluasi pada komponen struktur pelat dilakukan dengan menggunakan pembebanan sesuai dengan ASCE 7 2002 : Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures dan SNI 1727-2012 mengenai beban minimal untuk bangunan gedung menggunakan kombinasi beban hidup dan beban mati (1,2DL + 1,6LL), Terdapat 3 jenis fungsi pelat yaitu :

1. Pelat Lantai Kantor

DEAD LOADS

1. Pelat Lantai $t = 15 \text{ cm}$ $= 3,514 \text{ KN/m}^2$
2. Keramik $t = 3 \text{ cm}$ $= 1,1 \text{ KN/m}^2$
3. Plafon + Rangka $= 0,230 \text{ KN/m}^2$
4. Beban Utilitas $= \underline{0,151 \text{ KN/m}^2}$

$$q_{UD} = 4,995 \text{ KN/ m}^2$$

LIVE LOADS

1. Perkantoran $\underline{3,514 \text{ KN/m}^2}$

$$q_{UL} = 3,514 \text{ KN/ m}^2$$

LOADS COMBINATION

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (4,995) + 1,6 (3,514) \\ &= 9,830 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai Parkir

DEAD LOADS

1. Pelat Lantai $t = 15 \text{ cm}$ $= 3,514 \text{ KN/m}^2$
2. Plafon + Rangka $= 0,230 \text{ KN/m}^2$
3. Beban Utilitas $= \underline{0,151 \text{ KN/m}^2}$

$$q_{UD} = 3,426 \text{ KN/ m}^2$$

LIVE LOADS

1. Lantai Parkir $\underline{3,970 \text{ KN/m}^2}$

$$q_{UL} = 3,970 \text{ KN/ m}^2$$

LOADS COMBINATION

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (3,426) + 1,6 (3,970) \\
 &= 10,460 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Pelat Lantai Atap**DEAD LOADS**

1. Pelat Lantai $t = 13 \text{ cm}$ $= 3,514 \text{ KN/m}^2$
2. Plafon + Rangka $= 0,230 \text{ KN/m}^2$
3. Beban Utilitas $= 0,151 \text{ KN/m}^2$

$$q_{UD} = 3,426 \text{ KN/m}^2$$

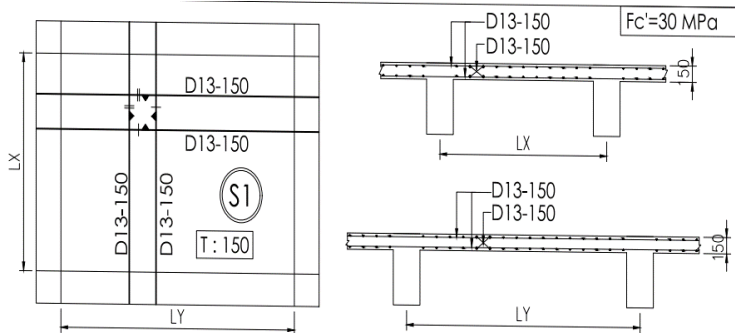
LIVE LOADS

1. Lantai Parkir $\frac{3,970 \text{ KN/m}^2}$

$$q_{UL} = 3,970 \text{ KN/m}^2$$

LOADS COMBINATION

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (3,426) + 1,6 (3,970) \\
 &= 10,460 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

7.1.1 Evaluasi Lentur Pelat**Gambar 7.1.** Pelat S1 pada Lantai Kantor

6. Perhitungan Momen Terjadi

$$\begin{aligned} M_{\text{tumpuan}} &= \frac{1}{12} * qu * lx^2 \\ &= \frac{1}{12} * 9,830 * 5^2 \\ &= 4,360 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{24} * qu * l^2 \\ &= \frac{1}{24} * 9,830 * 5^2 \\ &= 2,180 \text{ KN} \end{aligned}$$

7. Cek Terhadap Kapasitas

Cek kapasitas Tumpuan!

$$\begin{aligned} \phi M_n &> \quad \quad \quad \mu \\ 46,5132 \text{ KN} &> 4,360 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Cek kapasitas Lapangan!

$$\begin{aligned} \phi M_n &> \quad \quad \quad \mu \\ 46,5132 \text{ KN} &> 2,180 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

7.1.2 Rekapitulasi Evaluasi Pelat

Berikut adalah rekapitulasi hasil evaluasi pelat dari lantai Ground Floor sampai dengan lantai 16.

Tabel 7.1 Rekapitulasi Pelat S1

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LANTAI P1	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P2	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P3	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P4	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P5	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P6	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!
LANTAI P7	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5000	4.360116667	2.180058333	OK!	OK!
	4000	5500	4.796128333	2.398064167	OK!	OK!

Tabel 7.2 Rekapitulasi Pelat S2

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
GF	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
MEZZANIN	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	2000	1.54538	0.77269	OK!	OK!
	6000	2000	1.54538	0.77269	OK!	OK!
LANTAI 2	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P2 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
LANTAI 3	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P3 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LANTAI 4	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P4 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
LANTAI 5	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P5 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
LANTAI 6	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P6 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
LANTAI 7	3500	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
P7 A&B	3000	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
	3000	6000	5.23214	2.61607	OK!	OK!
	2500	2500	2.180058	1.090029	OK!	OK!
	2500	5000	4.360117	2.180058	OK!	OK!
LANTAI 8	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 9	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 10	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 11	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LANTAI	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 12	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 13	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 14	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 15	3500	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	6000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3500	2.704415	1.352208	OK!	OK!
	5000	3000	2.31807	1.159035	OK!	OK!
	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
LANTAI 16	2500	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	2500	2000	1.54538	0.77269	OK!	OK!

Tabel 7.3 Rekapitulasi Pelat S3

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
GF	4250	3500	2.868425	2.868425	OK!	OK!
	4250	3500	2.868425	2.868425	OK!	OK!
	6000	4250	3.483088	3.483088	OK!	OK!
	4250	3000	2.45865	2.45865	OK!	OK!
	2500	2500	2.048875	2.048875	OK!	OK!
	4000	2500	2.048875	2.048875	OK!	OK!
	2500	1500	1.229325	1.229325	OK!	OK!

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LANTAI 16	4500	3000	2.45865	1.229325	OK!	OK!
	5000	4000	3.2782	1.6391	OK!	OK!
	2000	4000	3.2782	1.6391	OK!	OK!
TOP LMR	4000	5000	4.09775	2.048875	OK!	OK!
	4000	5500	4.507525	2.253763	OK!	OK!
	4000	5000	4.09775	2.048875	OK!	OK!
	4000	5000	4.09775	2.048875	OK!	OK!

Tabel 7.4 Rekapitulasi Pelat S4

LANTAI	LY	LX	Mu (KN)		Cek Kapasitas	
	(mm)	(mm)	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LANTAI 2	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 3	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 4	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 5	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 6	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 7	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 8	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 9	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 10	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 11	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 12	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 13	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!

LANTAI 14	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 15	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!
LANTAI 16	3000	2500	1.931725	0.965863	OK!	OK!
	3000	4000	3.09076	1.54538	OK!	OK!

7.2 Evaluasi Balok

Evaluasi pada komponen struktur balok dilakukan dengan menggunakan *output* dari analisa yang dilakukan pada program ETABS dengan kombinasi terbesar yang diakibatkan oleh beban hidup, beban mati dan beban gempa yaitu kombinasi $1,2DL + 1,0LL + 1,0Ex + 1,0Ey + 1,2 F$, selanjutnya dilakukan analisa output lanjutan menggunakan PivotTable excel.

7.2.1 Evaluasi Geser Ultimate

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.3.6.1 tentang persyaratan SRPMK, geser ultimate yang terjadi pada tumpuan balok dihitung menggunakan momen ujung (M_{pr}), berikut adalah contoh perhitungannya pada balok G-1 di As 3 G-E.

G.1			
T :	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
UB :	450 x 750 mm		
TA :	5 D22	4 D22	5 D22
TB :	4 D22	5 D22	4 D22
BK :	D13-100	D13-150	D13-100
TP :		4 D13	

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 mm
4. ϕ Atas = 5D22 ($A_s = 1.900 \text{ mm}^2$)

5. ϕ Bawah = 4D22 ($A_s = 1.520 \text{ mm}^2$)
 6. ϕ Geser = 13-100 ($A_v = 531 \text{ mm}^2$)

A. Geser Ultimate Tumpuan

Tulangan geser tumpuan kiri dan tumpuan kanan masing – masing sama. Maka besar momen ujung pada tumpuan kanan dan tumpuan kiri sama.

1. Penentuan Garis Netral & Momen Ujung

- a. Akibat goyangan arah kiri

Nilai garis netral yang dihitung untuk susunan tulangan atas 5D22

$$\begin{aligned} a_{pr-1} &= \frac{A_s * 1,25 * f_y}{0,85 * f_c' * b} \\ &= \frac{1.900 * 1,25 * 400}{0,85 * 30 * b} \\ &= 82,775 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai garis netral yang dihitung untuk susunan tulangan atas 4D22

$$\begin{aligned} a_{pr-4} &= \frac{A_s * 1,25 * f_y}{0,85 * f_c' * b} \\ &= \frac{1.520 * 1,25 * 400}{0,85 * 30 * b} \\ &= 66,220 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai Momen ujung Mpr-1

$$\begin{aligned} M_{pr-1} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right) \\ &= 1,25 * 1.900 * 400 * \left(686 - \frac{82,775}{2} \right) \\ &= 612.284.898,6 \text{ N-mm} \\ &= 612,284 \text{ KN-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-4} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right) \\ &= 1,25 * 1.520 * 400 * \left(686 - \frac{66,220}{2} \right) \\ &= 496.117.871,1 \text{ N-mm} \\ &= 496,117 \text{ KN-mm} \end{aligned}$$

Nilai Momen ujung dari arah kiri

$$\begin{aligned}
 M_{pr-1} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right) \\
 &= 1,25 * 1.900 * 400 * \left(686 - \frac{82,775}{2} \right) \\
 &= 612.284.898,6 \text{ N-mm} \\
 &= 612,284 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr-4} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right) \\
 &= 1,25 * 1.520 * 400 * \left(686 - \frac{66,220}{2} \right) \\
 &= 496.117.871,1 \text{ N-mm} \\
 &= 496,117 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

Vsway akibat goyangan dari arah kiri

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &= \frac{M_{pr-1} + M_{pr-4}}{l_n} \\
 &= \frac{612.284 + 496.117}{12} \\
 &= 92.366 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

b. Akibat goyangan arah kanan

Nilai garis netral yang dihitung untuk susunan tulangan atas 5D22

$$\begin{aligned}
 a_{pr-2} &= \frac{A_s * 1,25 * f_y}{0,85 * f_c' * b} \\
 &= \frac{1.900 * 1,25 * 400}{0,85 * 30 * b} \\
 &= 82,775 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai garis netral yang dihitung untuk susunan tulangan atas 4D22

$$\begin{aligned}
 a_{pr-3} &= \frac{A_s * 1,25 * f_y}{0,85 * f_c' * b} \\
 &= \frac{1.520 * 1,25 * 400}{0,85 * 30 * b} \\
 &= 66,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai Momen ujung dari arah kiri

$$\begin{aligned}
 M_{pr-2} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2}\right) \\
 &= 1,25 * 1.900 * 400 * \left(686 - \frac{82,775}{2}\right) \\
 &= 612.284.898,6 \text{ N-mm} \\
 &= 612,284 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

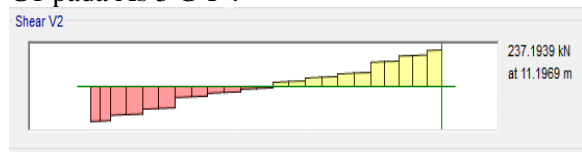
$$\begin{aligned}
 M_{pr-3} &= 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2}\right) \\
 &= 1,25 * 1.520 * 400 * \left(686 - \frac{66,220}{2}\right) \\
 &= 496.117.871,1 \text{ N-mm} \\
 &= 496,117 \text{ KN-mm}
 \end{aligned}$$

Vsway akibat goyangan dari arah kanan

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &= \frac{M_{pr-1} + M_{pr-4}}{l_n} \\
 &= \frac{612.284 + 496.117}{12} \\
 &= 92.366 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

2. Menentukan Nilai Geser Tumpuan

Dari data output etabs, nilai $V_{ultimate}$ akibat kombinasi 1,2DL + 1,0LL + 1,0 F untuk balok G1 pada As 3 G-F :



Maka :

$$V_u = \frac{W_u l_n}{2} = 237.193$$

Nilai ini kemudian diambil untuk menentukan besar geser masing – masing ujung.

$$\begin{aligned}
 V_1 &= V_{sway} + V_u \\
 &= 92.366 + 237.193 \\
 &= 329.560 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V4 &= V_{\text{sway}} - V_u \\ &= 92.366 - 237.193 \\ &= -144.826 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V2 &= V_{\text{sway}} - V_u \\ &= 92.366 + 237.193 \\ &= 329.560 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V3 &= V_{\text{sway}} + V_u \\ &= 92.366 - 237.193 \\ &= -144.826 \text{ KN} \end{aligned}$$

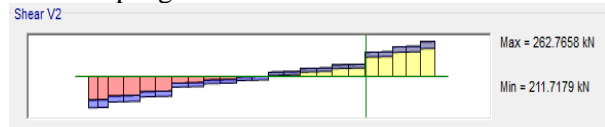
Diambil nilai terbesar V_u Tumpuan = 329.560 KN

3. Evaluasi Penampang

$$\begin{aligned} \phi V_n &< V_u \\ 855.202 \text{ KN} &< 329,560 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

B. Geser Ultimate Lapangan

Nilai geser ultimate pada lapangan balok, didapat dari output frame dari analisa ETABS dengan kombinasi terbesar akibat beban gempa dan beban hidrostatis 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 Ex + 1,0 Ey + 1,2 FF pada nilai maksimum di daerah lapangan.



Diambil nilai geser lapangan = 262,598 KN

Evaluasi Penampang

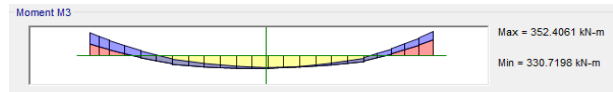
$$\begin{aligned} \phi V_n &< V_u \\ 693,746 \text{ KN} &< 326,598 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

7.2.2 Evaluasi Lentur Ultimate

Output ETABS :



Diambil nilai M_u tumpuan = -436,567 KN



Diambil nilai M_u lapangan = -352,408 KN

Sesuai SNI 2847-2013, momen nominal pada balok harus memenuhi persyaratan berikut :

$$\phi M_n > M_u$$

Cek Tumpuan dan Lapangan!

ϕM_n	>	M_u
446,4850691 KN	>	-436,567 KN (OK!)
446,4850691 KN	>	-352,408 KN (OK!)

7.3 Evaluasi Kolom

Evaluasi pada komponen struktur kolom dilakukan dengan menggunakan output dari analisa yang dilakukan pada program ETABS dengan kombinasi terbesar (ENVELOPE) kombinasi untuk struktur atas, selanjutnya dilakukan analisa output lanjutan menggunakan PivotTable excel.

7.3.1 Evaluasi Lentur Ultimate

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.6.2 tentang persyaratan SRPMK lentur kolom, disebutkan bahwa kapasitas nominal lentur kolom harus mampu memenuhi momen lentur akibat tulangan balok yang terhubung sebagai berikut :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb}$$

Di mana :

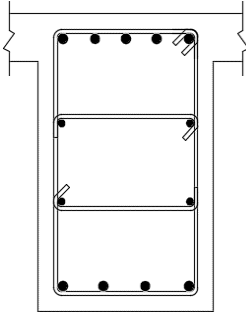
M_{nc} = Momen kapasitas lentur kolom SRPMK

M_{nb} = Momen lentur akibat tulangan balok

1. Menentukan M_{nB} Balok

a. Balok Arah X

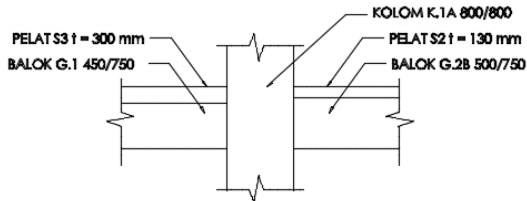
*Balok Kiri : G.1 750/450



$H = 750 \text{ mm}$

$B = 450 \text{ mm}$

Tulangan = 5D22
4D22



Balok T terjadi pada balok sebelah kanan dan kiri dari kolom, namun karena pengaruh pelat S3 berukuran lebih besar maka diambil sebagai variabel perhitungan selanjutnya.

Pelat Tipe : S3

$t = 300 \text{ mm}$

Tulangan = $\phi 13 - 100$

$A_s = 1.327 \text{ mm}^2$

Cek lebar efektif pelat T sesuai dengan SNI 2847-2013
pasal 8.1.2

$$\begin{aligned} Be_1 &= 8 \cdot t \text{ pelat} \\ &= 8 \cdot (300) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Be_2 &= \frac{1}{2} \text{ Jarak antar balok} \\ &= \frac{1}{2} (6000) \\ &= 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diambil yang terkecil } Be &= 2400 \text{ mm} \\ \text{Tinggi bersih balok (Hn)} &= 750 - 300 \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari garis titik berat balok

$$\begin{aligned} As_1 &= \text{Tulangan Pelat} \\ &= 1.327 \text{ mm}^2 \\ As_2 &= \text{Tulangan Balok Atas} \\ &= 1.899,7 \text{ mm}^2 \\ As_3 &= \text{Total Tulangan} \\ &= 3.226,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka posisi garis titik berat akibat tulangan balok atas dan pelat adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Y_T &= \frac{(1.899,7 \times (40 + 10 + 22/2)) + (1.327 \times (120 + 20 + 22/2))}{3.226,7} \\ &= 159,632 \text{ mm (jatuh pada pelat)} \end{aligned}$$

Maka,

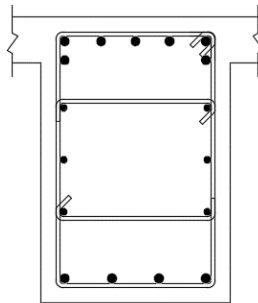
$$\begin{aligned} d &= H - Y_T \\ &= 750 - 159,632 \\ &= 640,369 \text{ mm} \end{aligned}$$

As digunakan tulangan atas balok G.1 ditambah tulangan pelat yang terhubung (Pelat S3) .

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \text{ total} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} \\
 &= \frac{(3.266,7 + 1327) \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 2400} \\
 &= 21,085 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^+ &= As \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 3226,7 \cdot 400 \cdot (640,39 - 0,5 \cdot 21,085) \\
 &= 812.902.754,1 \text{ Nmm} \\
 &= 812,902 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

*Balok Kanan : G.1 450/750



Pada balok kiri, momen tulangan yang berpengaruh pada hitungan pada arah yang ditinjau adalah tulangan tekannya (tulangan bawah).

Tulangan bawah digunakan :
 Tulangan = 4D25 ($As = 1.962,5 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - \text{senggang} - 0,5db \\
 &= 684,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(1962,5) \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 450}
 \end{aligned}$$

$$= 112,477 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \cdot f_y \cdot (d' - 0.5a) \\ &= 3226.7400 \cdot (684,5 - 112,477) \\ &= 513.166.813,7 \text{ Nmm} \\ &= 513,166 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Maka, total momen tulangan balok arah X

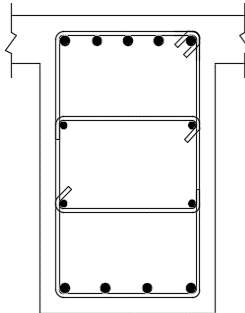
$$\begin{aligned} M_{nB} &= 0,5(812,902 + 513,166) \\ &= 663,034 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas !

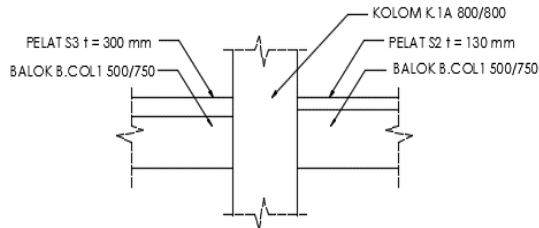
$$\begin{aligned} M_{nC} &> 1,2M_{nB} \\ 2141,545 \text{ KN-m} &> (1,2)663,034 \text{ KN-m} \\ 2141,545 \text{ KN-m} &> 795,64 \text{ KN-m (OK!)} \end{aligned}$$

b. Balok Arah Y

*Balok Kiri : B.COL1 500/750



$$\begin{aligned} H &= 750 \text{ mm} \\ B &= 500 \text{ mm} \\ \text{Tulangan} &= 6D29 \\ &6D29 \end{aligned}$$



Balok T terjadi pada balok sebelah kanan dan kiri dari kolom, namun karena pengaruh pelat S3 berukuran lebih besar maka diambil sebagai variabel perhitungan selanjutnya.

Pelat Tipe : S3

$$t = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan} = \phi 13 - 100$$

$$A_s = 1.327 \text{ mm}^2$$

Cek lebar efektif pelat T sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 8.1.2

$$Be_1 = 8 \cdot t_{\text{pelat}}$$

$$= 8 \cdot (300)$$

$$= 2400 \text{ mm}$$

$$Be_2 = \frac{1}{2} \text{ Jarak antar balok}$$

$$= \frac{1}{2} (6000)$$

$$= 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil yang terkecil } Be = 2400 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bersih balok (Hn)} = 750 - 300$$

$$= 450 \text{ mm}$$

Mencari garis titik berat balok

$$A_{S1} = \text{Tulangan Pelat}$$

$$= 1.327 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \text{Tulangan Balok Atas} \\ &= 3.961,11 \text{ mm}^2 \\ A_{s3} &= \text{Total Tulangan} \\ &= 5.288,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka posisi garis titik berat akibat tulangan balok atas dan pelat adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Y_T &= \frac{(3.961,11 \times (40 + 10 + 22/2)) + (1.327 \times (120 + 20 + 22/2))}{5.288,11} \\ &= 104,834 \text{ mm (jatuh pada pelat)} \end{aligned}$$

Maka,

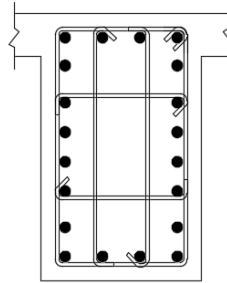
$$\begin{aligned} d &= H - Y_T \\ &= 750 - 104,834 \\ &= 645,165 \text{ mm} \end{aligned}$$

As digunakan tulangan atas balok G.1 ditambah tulangan pelat yang terhubung (Pelat S3) .

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3961,11 + 1327) \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 2400} \\ &= 34,562 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \\ &= 5.288,11 \cdot 400 \cdot (645,165 - 34,562) \\ &= 1.328.128.492,6 \text{ Nmm} \\ &= 1.328,128 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

*Balok Kiri : B.COL1 500/750



$$\begin{aligned}
 H &= 750 \text{ mm} \\
 B &= 500 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan} &= 6\text{D}25 \\
 &\quad 4\text{D}25
 \end{aligned}$$

Pada balok kiri, momen tulangan yang berpengaruh pada hitungan pada arah yang ditinjau adalah tulangan tekannya (tulangan bawah).

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - \text{senggang} - 0,5db \\
 &= 682,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{(3961,11) \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 450} \\
 &= 124,270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= As \cdot fy \cdot (d - 0,5a) \\
 &= 3961,11 \cdot 400 \cdot (682,5 - 124,270) \\
 &= 982.933.508,9 \text{ Nmm} \\
 &= 982,933 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, total momen tulangan balok arah X} \\
 M_{nB} &= 0,5(1328,12 + 982,933) \\
 &= 1.155,53 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas !

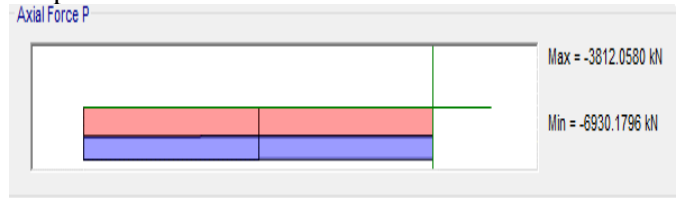
$$M_{nC} > 1,2M_{nB}$$

$$2141,545 \text{ KN-m} > (1,2)1.155,53 \text{ KN-m}$$

$$2141,545 \text{ KN-m} > 1.386,63 \text{ KN-m (OK!)}$$

7.3.2 Evaluasi Aksial Ultimate

Output ETABS =



$$P_u = -3812,058 \text{ KN}$$

Sesuai pasal 10.3.6.1, kapasitas aksial lentur harus memenuhi persyaratan :

$$\phi P_n > P_u$$

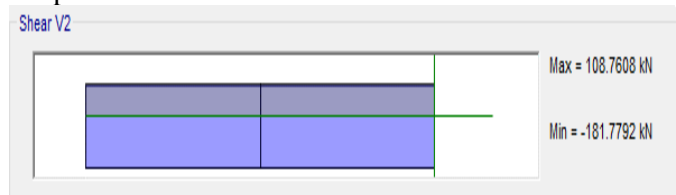
Cek!

$$\phi P_n > P_u$$

$$23913,962 > -3812,058 \text{ (OK!)}$$

7.3.3 Evaluasi Geser Kolom

Output ETABS =



$$V_u = 108,760 \text{ KN}$$

Sebelumnya dilakukan cek kondisi geser kolom, untuk memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.1 di mana untuk struktur SRPMK gaya geser desain apabila lebih besar dari

gaya geser ultimate dari analisis struktur, maka V_u diambil sebesar V_e .

1. Nilai V_e lebih besar dari V_u

$$\begin{aligned} V_e &\geq V_u \\ 213,389 \text{ KN} &\geq (108,760) \\ 213,389 \text{ KN} &\geq 108,760 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas!

Dari perhitungan sebelumnya,

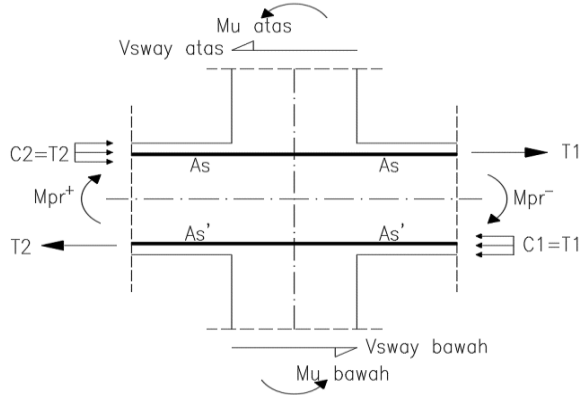
$$\phi V_n = 1.975,361 \text{ KN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

Cek!

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 1.975,361 &> 213,389 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

7.3.4 Evaluasi Geser HBK



Gambar 7.2. Ilustrasi Gaya Dalam HBK

Dari perhitungan sebelumnya, didapati nilai :

$$M_{pr}^+ = 1180,809 \text{ KN-m (Balok G1)}$$

$$M_{pr}^- = 1059,778 \text{ KN-m (Balok G2B)}$$

$$L_u = 3,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{sway}} &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_u} \\
 &= \frac{1180,809 + 1059,778}{3,4} \\
 &= 659 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Mengacu prinsip kesetimbangan gaya beton bertulang di mana gaya tekan beton sama dengan gaya tarik tulangan ($C = T$)

Gaya tarik pada balok kiri (G.2B)

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 A_s f_y \\
 &= 1,25 (3961,11) 400 \\
 &= 1584,44 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$T_1 = C_1 = 1584,44 \text{ KN}$$

Gaya tarik pada balok kanan (G.2B)

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 A_s f_y \\
 &= 1,25 (3961,11) 400 \\
 &= 1584,44 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$T_1 = C_1 = 1584,44 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_j &= V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 \\
 &= 659 - 1584,44 - 1584,44 \\
 &= -2.159,89 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser joint!

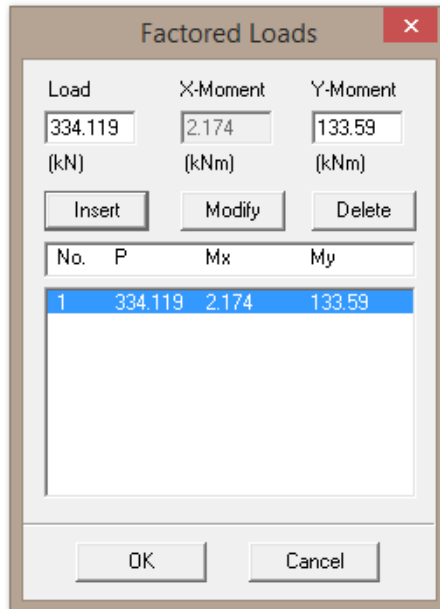
$$\begin{array}{rcl}
 \phi V_n & > & V_j \\
 (0,75) 7051,045 \text{ KN} & > & -2.159,89 \text{ KN} \\
 6.345,941 \text{ KN} & > & -2.159,89 \text{ KN (OK!)}
 \end{array}$$

7.4 Evaluasi Dinding Geser (*Shearwall*)

Evaluasi pada komponen struktur kolom dilakukan dengan menggunakan output dari analisa yang dilakukan pada program ETABS dengan kombinasi beban gempa (1,2DL + 1,6LL + 1,0 E) kombinasi untuk struktur atas, selanjutnya dilakukan analisa output lanjutan menggunakan PivotTable excel.

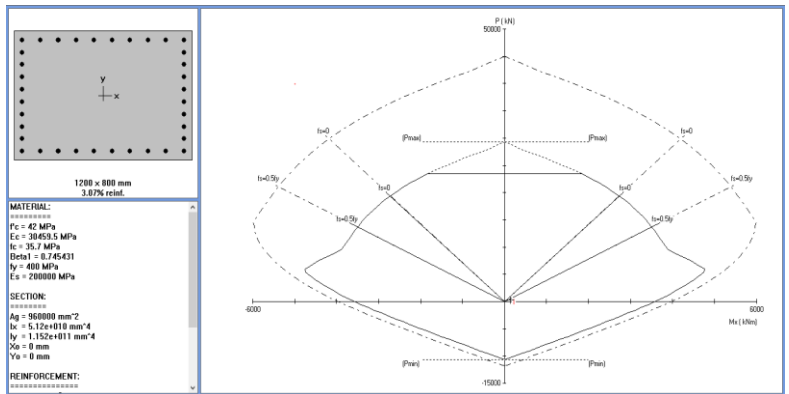
7.4.1 Evaluasi Aksial Lentur *Shearwall*

Evaluasi aksial lentur pada *shearwall* dilakukan dengan program bantu SpColumn, diinputkan data – data aksial dan momen dari ETABS

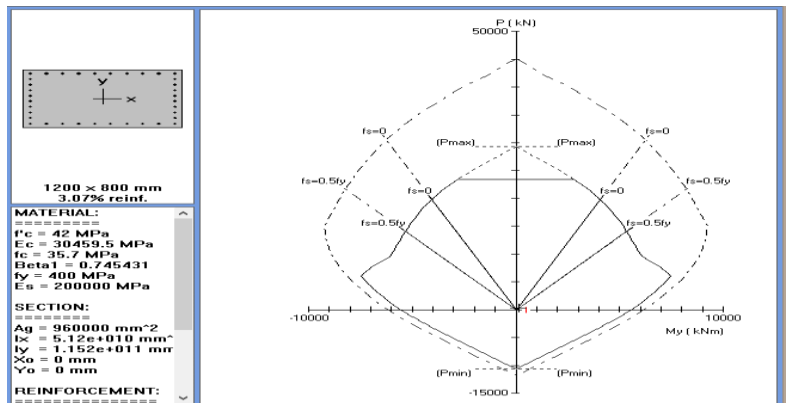


Gambar 7.3. Proses Evaluasi SW menggunakan SpColumn

Output arah X



Output arah Y



Dari kedua gambar di atas dapat disimpulkan penampang *shearwall* mampu menahan gaya aksial dan momen arah X maupun arah Y akibat beban gempa (1,2DL+1,0L+1,0E)

7.4.2 Evaluasi Geser *Shearwall*

Kapasitas geser pada *shearwall* harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1 di mana kuat geser harus memenuhi persamaan berikut :

$$\phi V_n > V_u$$

Output ETABS V2-3 = 3.279 KN

Cek terhadap kapasitas geser joint!

ϕV_n	>	V_u
(0,75) 12.469,18 KN	>	3.279 KN
9351,841 KN	>	3.279 KN (OK!)

7.5 Rekapitulasi *Overcapacity* Struktur Atas

7.5.1 Rekapitulasi *Overcapacity* Geser Balok

Tabel 7.5 Rekapitulasi *Overcapacity* Balok Geser

LANTAI GF - LANTAI 7										
LANTAI	KODE	FRAME	Tulangan Terpasang		Kapasitas Geser (KN)		Geser Ultimate (KN)		SAFETY FACTOR	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LT. GF	119	B.1	φ10 - 125	φ10 - 175	230.8151	164.8679	290.69	218.0175	0.794024906	0.7562141
	120	B.1					329.945	247.45875	0.69955629	0.666244
	121	B.1					289.42	217.065	0.797159156	0.7595324
	122	B.1					315.325	236.49375	0.73199112	0.6971343
MEZZANIN	514	B.5	φ10 – 150	φ10 – 200	156.7593	117.5695	198.88503	49.228967	0.78819056	2.3882179
	516	B.5					231.27734	57.246866	0.677797928	2.0537282
	514	B.5					233.30401	57.748517	0.671910017	2.0358878
	516	B.5	φ10 - 150	φ10 - 200	156.7593	117.5695	227.22845	56.244666	0.689875321	2.0903227
	527	B.5					211.42163	52.332088	0.741453451	2.2466044
	527	B.5					209.00623	51.734216	0.750022136	2.2725676
	530	B.5					206.98361	51.233567	0.757351271	2.2947748

	530	B.5					231.27936	57.247367	0.677791995	2.0537102
	534	B.5					219.14768	54.244476	0.715313517	2.1674004
LT 2 & P2A	702	B.1	φ10 – 125	φ10 – 175	230.8151	164.8679	256.56015	51.31203	0.899652966	3.2130458
	720	B.1					250.523	149.8167	0.921332971	1.1004641
	714	B.1					289.44	256.575	0.797454049	0.642572
	732	B.1					283.788	197.9604	0.813336364	0.8328327
	768	B.1					272.69	357.1577	0.846437713	0.4616159
	865	B.1					294.244	337.87689	0.784434347	0.4879526
LT 3 & P3A	707	B.1	φ10 – 125	φ10 – 175	230.8151	164.8679	269.38816	45.154586	0.856812349	3.6511884
	725	B.1					263.04915	131.8387	0.877459973	1.2505274
	719	B.1					303.912	225.786	0.759480047	0.7301954
	737	B.1					297.9774	174.20515	0.774606061	0.9464008
	815	B.1					286.3245	314.29878	0.806131155	0.5245579
	870	B.1					308.9562	297.33166	0.74708033	0.5544916
LT 4 & P4A	706	B.1	φ10 – 125	φ10 – 175	230.8151	164.8679	282.85757	39.736036	0.816011761	4.1490777
	724	B.1					276.20161	116.01805	0.835676165	1.4210538
	718	B.1					319.1076	198.69168	0.72331433	0.8297675
	736	B.1					312.87627	153.30053	0.737720058	1.0754555

	814	B.1					300.64073	276.58292	0.767743958	0.5960885
	869	B.1					324.40401	261.65186	0.711505077	0.6301041
LT 5 & P5A	705	B.1					297.00044	34.967712	0.777154058	4.714861
	723	B.1					290.01169	102.09589	0.795882061	1.6148339
	717	B.1					335.06298	174.84868	0.688870791	0.9429176
	735	B.1					328.52008	134.90447	0.702590531	1.2221085
	771	B.1					315.67276	243.39297	0.731184721	0.6773733
	868	B.1					340.62421	230.25364	0.677623883	0.7160273
LT 6 & P6A	706	B.1	φ10 – 125	φ10 – 175	230.8151	164.8679	311.85047	30.771586	0.740146722	5.3577966
	724	B.1					304.51227	89.84438	0.757982916	1.8350385
	718	B.1					351.81613	153.86684	0.65606742	1.0714973
	736	B.1					344.94609	118.71593	0.669133839	1.3887597
	814	B.1					331.4564	214.18582	0.696366401	0.7697424
	869	B.1					357.65542	202.6232	0.645356079	0.8136674
LT 7 & P7A	703	B.1					327.44299	27.078996	0.70490164	6.0884052
	721	B.1					319.73789	79.063054	0.721888491	2.0852711
	715	B.1					369.40694	135.40282	0.624826114	1.2176106

	733	B.1					362.19339	104.47002	0.637270323	1.578136
	769	B.1					348.02922	188.48352	0.663206097	0.8747073
	866	B.1					375.53819	178.30842	0.614624837	0.9246221
LANTAI 8 - LANTAI 16										
LANTAI	KODE	FRAME	Tulangan Terpasang		Kapasitas Geser (KN)		Geser Ultimate (KN)		SAFETY FACTOR	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LT. 8	628	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	261.95439	25.725046	0.88112705	6.4088476
	633	B.1					255.79031	75.159902	0.902360614	2.1950222
	630	B.1					295.52555	128.63268	0.781032643	1.2816953
	631	B.1					289.75471	99.24652	0.796587904	1.6611958
	800	B.1					278.42338	179.05934	0.829007621	0.9207445
	804	B.1					300.43055	169.393	0.768281046	0.9732864
LT. 9	3356	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	275.05211	25.853671	0.839168619	6.3769628
	3361	B.1					268.57982	75.485451	0.859391061	2.1841017
	3358	B.1					310.30183	129.27584	0.743840612	1.2753187
	3359	B.1					304.24245	99.742753	0.758655147	1.6529311
	803	B.1					292.34454	179.95464	0.789531067	0.9161637
	813	B.1					315.45208	170.23996	0.731696234	0.9684442

LT. 10	2906	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	288.80472	25.98294	0.799208208	6.3452366								
	2986	B.1					282.00882	75.862878	0.818467677	2.1732355								
	2983	B.1					325.81692	129.92222	0.708419631	1.2689739								
	2984	B.1					319.45457	100.24147	0.722528711	1.6447076								
	802	B.1					306.96177	180.85441	0.75193435	0.9116056								
	806	B.1					331.22469	171.09116	0.696853556	0.963626								
LT. 11	2349	B.1					$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	288.94912	253.19618	0.798808804	0.6511469				
	2350	B.1									282.14982	239.52763	0.818058648	0.6883043				
	801	B.1									325.97983	164.57751	0.708065598	1.0017644				
	805	B.1									319.6143	155.69296	0.722167627	1.0589297				
LT.12	2122	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679					307.11525	238.00441	0.751558571	0.6921594				
	2123	B.1									331.3903	225.15597	0.696505304	0.7322386				
	914	B.1									289.09359	154.70286	0.798409599	1.0657068				
	915	B.1									282.29089	146.35138	0.817649823	1.126521				
LT. 13	4258	B.1									$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	308.92723	223.72414	0.747150383	0.7369249
	4259	B.1													333.3455	211.64661	0.692420026	0.7789773
	918	B.1					290.79925	145.42069	0.793726612	1.1337307								
	921	B.1					283.95641	137.5703	0.812853984	1.1984266								

LT.14	4431	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	310.7499	210.30069	0.742768052	0.7839627
	4432	B.1					335.31224	198.94782	0.688358159	0.8286992
	920	B.1					292.51496	136.69545	0.789071593	1.2060965
	923	B.1					285.63175	129.31608	0.808086275	1.2749219
LT. 15	3750	B.1					312.58333	197.68265	0.738411424	0.8340029
	3751	B.1					337.29058	187.01595	0.684321214	0.8815949
	919	B.1					294.2408	128.49372	0.78444288	1.2830813
	922	B.1					287.31698	121.55712	0.803346531	1.3562999
LT.16	4068	B.1	$\phi 10 - 125$	$\phi 10 - 175$	230.8151	164.8679	314.42757	185.82169	0.73408035	0.8872371
	4069	B.1					339.2806	175.79029	0.6803074	0.9378669
	924	B.1					295.97682	120.7841	0.779841813	1.3649802
	925	B.1					289.01215	114.26369	0.798634587	1.4428722

7.5.1 Rekapitulasi *Overcapacity* Lentur Balok

Tabel 7.6 Rekapitulasi *Overcapacity* Balok Lentur

LANTAI 2 - LANTAI 7 dan LANTAI 16

LANTAI	KODE	FRAME	Tulangan Terpasang		Kapasitas Momen (KN)		Momen Ultimate (KN)		D/C Ratio	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
LT. 2 & P2A	1817	G.1-C	5D25	3D25	568.61376	452.55183	629.786	283.4037	0.9028682	1.5968452
	1818		3D25	4D25			629.306	283.1877	0.9035569	1.5980632
LT. 3 & P3A	1664	G.1-C	5D25	3D25	568.61376	452.55183	585.188	263.3346	0.9716771	1.718543
	1665		3D25	4D25			628.165	282.67425	0.9051981	1.6009659
LT. 4 & P4A	1512	G.1-C	3D25	4D25	568.61376	452.55183	614.277	276.42465	0.9256634	1.6371616
LT. 5 & P5A	1359	G.1-C	3D25	4D25	568.61376	452.55183	600.803	270.36135	0.946423	1.6738777
LT. 6 & P6A	1665	G.1-C	3D25	4D25	568.61376	452.55183	585.623	263.53035	0.9159553	1.7172665
LT. 7 & P7A	1053	G.1-C	3D25	4D25	568.61376	452.55183	569.262	256.1679	0.9988613	1.7666219
LT. 16	1052	G.1-A	5D25	3D25	895.406	723.511	1113.62	612.491	0.8040499	1.1812598
	1053		3D25	4D25			1141.04	513.468	0.784728	1.4090674

7.6 Cek Terhadap Peraturan Sebelumnya

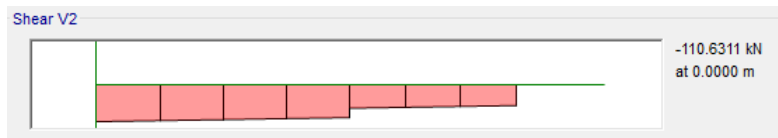
Untuk memastikan dilakukan pengecekan pada peraturan / *design code* yang digunakan pada tahap perencanaan, dari hasil wawancara yang dilakukan penulis dengan pihak mantan kepala proyek Waskita Rajawali Tower, didapati hasil bahwa dalam tahap perencanaanya, *design code* yang digunakan sebagai berikut :

- Perencanaan Struktur Beton mengacu pada SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
- Perencanaan beban minimum mengacu pada SNI 1726-2015 tentang Peraturan Beban untuk Struktur Gedung dan Struktur Lainnya
- Perencanaan beban gempa mengacu pada standard SNI 1726-2012 dengan peta gempa terbaru dari laman Peta Gempa Pusjatan tahun 2017 dengan parameter seismik sebagai berikut :
 1. $S_s = 0,523$
 2. $S_1 = 0,275$
 3. Kelas Situs = E (Tanah Lunak)

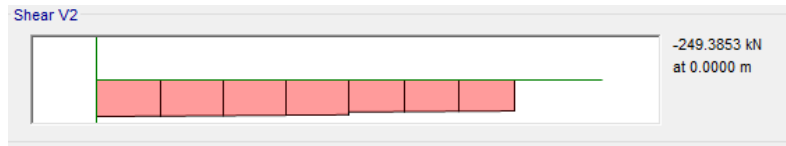
Standard atau *design code* yang digunakan penulis dalam proses penelitian dan pengerjaan Tugas Akhir Terapan sudah sama seperti yang digunakan pada tahap perencanaan.

7.6.1 Cek Overcapacity Geser

Sedangkan pada balok B1 eksisting terjadi *overcapacity* sebelum dilakukannya penambahan beban, ini disebabkan oleh pembebanan gempa yang lebih besar dibandingkan dengan kapasitas penampangnya seperti pada gambar berikut :



Gambar 7.3a Kombinasi 1,2 DL + 1,6 LL + 1,2 F
(Kondisi Eksisting)



Gambar 7.3b Kombinasi 1,2 DL + 1,6 LL + 1,2 F
(Kondisi Eksisting)

7.6.1 Cek Overcapacity Lentur

Dari membandingkan kondisi eksisting struktur dengan kondisi struktur yang telah diberikan beban tambahan berupa tangki air beserta isinya dengan keadaan penuh, dapat diambil kesimpulan bahwa dalam kasus pengaruh penambahan beban ini, bagian struktur yang terasa paling overcapacity adalah balok dan pelat pada lantai 16 (Lantai Atap) pada area yang menerima beban air. Berikut adalah perbandingan output momen M3-3 pada balok G.1-A yang menahan beban air



Gambar 1. Kondisi Eksisting
M max = 534,78 KN-m



Gambar 2. Kondisi Beban Tambahan
M max = 1.144,25 KN-m

7.7 Evaluasi Pondasi

Karena tidak ada kolom yang memerlukan perkuatan penebalan dimensi (*Concrete Jacketing*), maka perhitungan bisa dilanjutkan menuju evaluasi pondasi, evaluasi pada komponen struktur pondasi sendiri dianalisa menggunakan kombinasi desain tegangan ijin menurut SNI 1727-2013 pasal 2.4.1 sebagai berikut :

1. D
2. D + L
3. D + (Lr atau S atau R)
4. $D + 0,75L + 0,75(LtatauS atauR)$
5. D + (0,6W atau 0,7E)
6. $D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(LratauS atauR)$
7. $0,6D + 0,6W$
8. $0,6D + 0,7E$

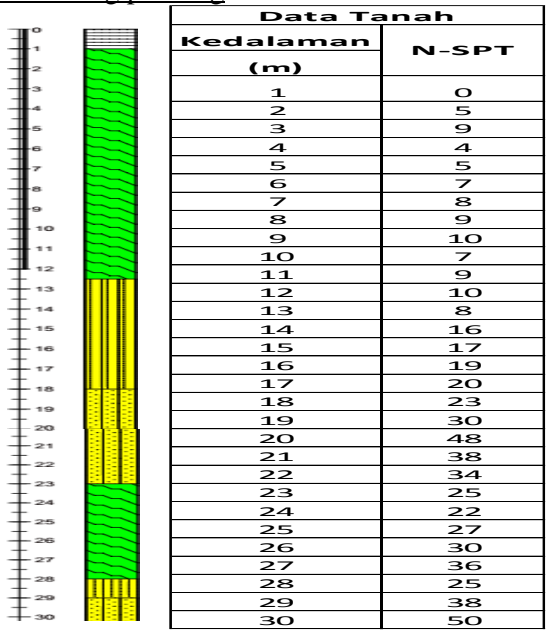
Pada bab ini akan dilakukan evaluasi mendalam satu persatu menggunakan perhitungan manual dan program CSI SAFE 2012.

7.6.1 Evaluasi Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung tiang pancang ditentukan berdasarkan daya dukung perlawanan tanah dari dasar ujung tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tiang pancang, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan material tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang terkecil yang nantinya digunakan sebagai daya dukung ijin tiang.

Data tanah tiang pancang



Kedalaman tiang pancang direncanakan sampai pada batas di mana $Q_u > P_{axial}$ tiang pancang

Spesifikasi Tiang Pancang :

1. Merk = Waskita Beton Precast Spunpile
2. Tipe = D1200 Class A1
3. $P_{allowable}$ = 766,7 Ton
4. Diameter (D) = 1200 mm

$$A_p = \frac{1}{4} * \pi * 1200^2$$

$$= 1.130.040 \text{ mm}^2$$

$$= 1,130 \text{ m}^2$$
5. Keliling = $\pi * 1200$

$$= 3.768.000 \text{ mm}^2$$

$$= 3,768 \text{ m}^2$$

Perhitungan Daya Dukung :

Tiang pancang tertanam sedalam 19 meter sampai ke tanah keras, dengan nilai N SPT = 38 blow/ft

Nilai N-Average sepanjang tiang pancang :

$$NaV = \frac{0 + 5 + 9 + 4 + 5 + 7 + \dots + \dots + 38}{19}$$

$$NaV = 11,789 \text{ blow/ft}$$

Maka nilai daya dukung berdasarkan persamaan oleh Mayerhoff (1976) :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = 4 N A_p \mid Q_s = \frac{N_{av} \cdot A_s}{50}$$

Di mana :

- Q_p = Kapasitas aksial ujung tiang
 Q_s = Kapasitas aksial selimut tiang

$$Q_p = 40 N A_p$$

$$= 40 (38) 1,130$$

$$= 1.718,208 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Nav \cdot As}{50} \\ &= \frac{11,789 \cdot 3,140 \cdot 19}{50} \\ &= 140,672 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1.718,208 + 140,792 \\ &= 1.858,880 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Digunakan nilai *Safety Factor* minimum sesuai SNI 8460-2017 pasal 9.2.3.1 tentang persyaratan perancangan geoteknik metode rasional untuk fondasi dalam sebesar 2,5, sehingga nilai daya dukung satu tiangnya menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{\text{izin}} &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_{\text{izin}} &= \frac{1.858,880}{2,5} \end{aligned}$$

$$\mathbf{Q_{\text{izin}} = 743,552 \text{ Ton}}$$

Cek terhadap Q izin material tiang pancang :

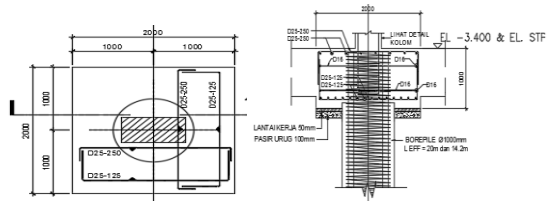
Cek daya dukung tanah terhadap kapasitas maximum beban axial tiang pancang, apabila nilainya lebih besar daripada $P_{\text{allowable}}$ dari tiang pancang, maka tiang pancang akan retak atau pecah pada saat proses pemancangan.

$$\begin{aligned} Q_{\text{izin}} &< P_{\text{allowable}} \\ 7.435,52 \text{ KN} &< 7.667,70 \text{ KN} \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Maka untuk evaluasi digunakan $P_{\text{allowable}} = 7.435,52 \text{ KN}$

7.6.2 Evaluasi PC.1

Pondai PC.1 merupakan pondasi pilecap dengan satu tiang pancang yang terbebani secara sentris oleh sebuah kolom tipe K2.



Gambar 7.4. Pondasi Tipe PC.1

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 2000 mm
2. Panjang (L) = 2000 mm
3. Tinggi (H) = 1000 mm
4. ϕ Atas = ϕ 25-250
5. ϕ Bawah = ϕ 25-125
6. N Tiang = 1 Buah

TIANG PANCANG

Cek terhadap beban terjadi

Beban yang terjadi pada pondasi PC.1 adalah beban aksial yang didapat dari kolom K2 dan beban pile cap itu sendiri, dari ETABS didapat nilai beban sebesar :

$$Pu_{K2} = 239.1742 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Pu_{Poer} &= B * L * H * \rho_{beton} \\ &= 2 * 2 * 1 * 23,9 \text{ KN/m}^3 \\ &= 95,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka total gaya yang diterima :

$$\begin{aligned} Pu &= Pu_{kolom} + Pu_{poer} \\ &= 239,174 + 95,6 \end{aligned}$$

$$P_u = 334,774 \text{ KN}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

$$Q_{izin} > P_u$$

$$7.435,52 > 334,774 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

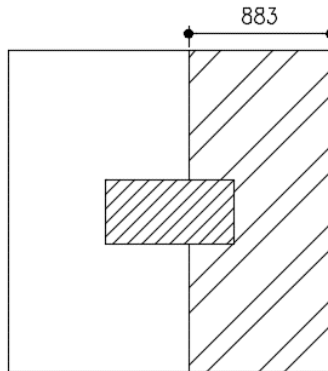
$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{7.435,52}{334,774} = 15,676$$

PILECAP

Cek geser satu arah dan dua arah

Berdasarkan SNI 2847-2013 ps. 11.11.1.2 dan 21.3.6.8 disebutkan bahwa Evaluasi geser 1 arah dievaluasi sejarak "d", Evaluasi geser 2 arah dievaluasi sejarak d/2 di sekeliling muka kolom.

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.5. Daerah tinjau geser 1 arah PC.1

$$d = H - s - D - 0,5D$$

$$= 1000 - 80 - 25 - 0,5*25$$

$$= 882,5 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 882,5 \text{ mm} \\
 h_0 &= 2000 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\
 &= 882,5 * 2000 \\
 &= 1.765.000 \text{ mm}^2 \\
 &= 1,765 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 2000 \cdot 882,5 \\
 &= 1.670,608 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 * V_c \\
 &= 0,75 * 1670,608
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 1252,955 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

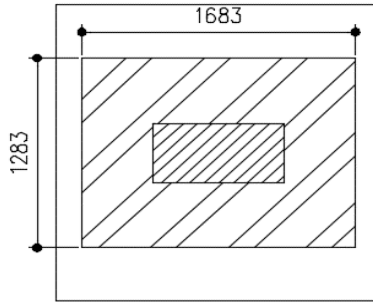
$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{334,774}{2 \cdot 2} \\
 &= 83,693 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\
 &= 83,693 * 1,765 \\
 &= 147,72 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 1252,955 &> 147,72 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.6. Daerah tinjau geser 2 arah PC.1

$$d/2 = 441,25 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$b_0 = 1683 \text{ mm}$$

$$h_0 = 1683 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 1683 * 1683 \\ &= 2.159.300 \text{ mm}^2 \\ &= 2,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{2}{1} = 2$$

$$\alpha_s = 12$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{2}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 1683 \cdot 882,5 \\ &= 2.556,23 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 2.556,23\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 843,49 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}Q_u &= \frac{Pu}{b \cdot l} \\ &= \frac{334,774}{2 \cdot 2} \\ &= 83,693 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= Q_u * A_{tributary} \\ &= 83,693 * 2,159 \\ &= 180,72 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 843,49 &> 180,72 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

Cek kapasitas lentur pilecap

Tulangan atas = D25 – 250

$$\begin{aligned}A_s' &= \frac{\frac{1}{4}\pi D^2 b}{s} \\ &= \frac{\frac{1}{4}\pi 25^2 2000}{250} \\ &= 3.925 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 1000 - 80 - 25 - 0.5(25) \\ &= 882,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan bawah = D25 – 250

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\frac{1}{4}\pi D^2 b}{s} \\ &= \frac{\frac{1}{4}\pi 25^2 2000}{125} \\ &= 7.850 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= s + D + 0.5D \\
 &= 80 + 25 + 0.5(25) \\
 &= 117,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$\begin{aligned}
 K_1 &= 0.85 f'_c \beta_1 b \\
 K_2 &= A'_s (600 - 0.85 f'_c) - A_s f_y \\
 K_3 &= -600 A'_s d'
 \end{aligned}$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned}
 K_1 &= 0.85 (31)(0,85)(2000) \\
 &= 44.795 \text{ MPa} \\
 K_2 &= 3.925 (600 - 0.85(31)) - (7.850)(400) \\
 &= -888423.75 \text{ MPa} \\
 K_3 &= -600(3.925)(117,5) \\
 &= -276.712.500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \\
 &= \frac{-888423.75 \pm \sqrt{-888423.75^2 - 4 * 44.795 * -276.712.500}}{2 * 44.795}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= 89,135 \text{ mm} \\
 c &= -69,302 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

diambil nilai $c = 89,135 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{maka posisi } a &= 0,85 * c \\
 &= 0,85 * 89,135
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 75,765 \text{ mm} \\
 \text{Cek tegangan inti tulangan (fs')} \\
 fs' &= 600 - \left(\frac{c-d'}{c}\right) \\
 &= 600 - \left(\frac{75,765-117,5}{75,765}\right) \\
 &= -190,930 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$\begin{aligned}
 f_y &> f_s \\
 400 &> 190,930 \text{ MPa (OK!)} \\
 &*\text{Tulangan belum leleh}
 \end{aligned}$$

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

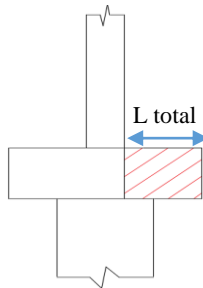
$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' ab \\
 &= 0,85 * 31 * 75,765 * 2000 \\
 &= 3.992.825,777 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\
 &= 1.520 \left[600 \left(\frac{71,764-64}{71,647} \right) - 0,85 * 30 \right] \\
 &= -852.825,773 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[699,975 \left(686 - \frac{61}{2} \right) + 59,905 (d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 1.450,55 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!



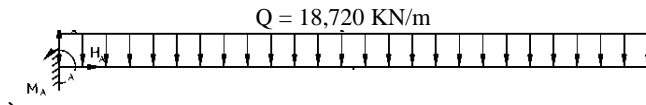
Gambar 7.7. Peninjauan Lentur PC.1

$$L_{total} = 0,8 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 2 * 1 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 46,8 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma Ma &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} \\ &= 46,8 * 0,8 * (0,5 * 0,8) \\ &= 14,976 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

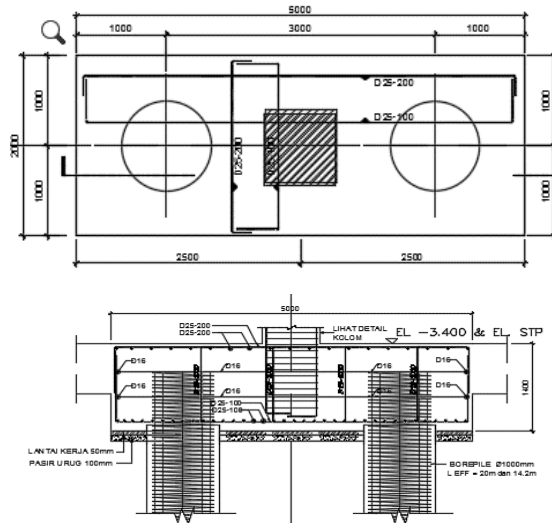
$$\begin{aligned} \phi Mn &> Mu \\ 1.450,5 &> 14,976 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{1450,55}{14,976} = 96,858$$

7.6.2 Evaluasi PC.2

Pondai PC.2 merupakan pondasi pilecap dengan dua tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh sebuah kolom tipe K1.



Gambar 7.8. Pondasi Tipe PC.2

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 5000 mm
2. Panjang (L) = 2000 mm
3. Tinggi (H) = 1400 mm
4. ϕ Atas = ϕ 32-125
5. ϕ Bawah = ϕ 32-125
6. N Tiang = 2 Buah

TIANG PANCANG

Cek terhadap beban terjadi

OUTPUT ETABS

Cek output K.1 pada joint nomor 20

$$P_{u_{K1}} = 1056,597 \text{ KN}$$

$$M_x = 433,209 \text{ KN-m}$$

$$M_y = 461,911 \text{ KN-m}$$

$$\begin{aligned} P_{u_{Poer}} &= B * L * H * \rho_{beton} \\ &= 5 * 2 * 1,4 * 23,9 \text{ KN/m}^3 \\ &= 334,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{u_{Poer}} + P_{u_{kolom}} \\ &= 334,6 + 1056,597 \\ &= 1391,2 \text{ KN} \end{aligned}$$

Maka total gaya maksimum yang diterima :

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{x^2}$$

$$\begin{aligned} P1_{maks} &= \frac{1391.20}{2.00} \pm \frac{563.17}{3.38} \pm \frac{692.87}{4.50} \\ &= 695.60 - 166.62 + 153.97 \\ &= 682.95 < 7435.52 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2_{maks} &= \frac{1391.20}{2.00} \pm \frac{563.17}{3.38} \pm \frac{692.87}{4.50} \\ &= 695.60 + 166.62 + 153.97 \\ &= 1016.19 < 7435.52 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

$$Q_{izin} > P_u$$

$$7.435,52 > 1.016,18 \text{ KN (OK!)}$$

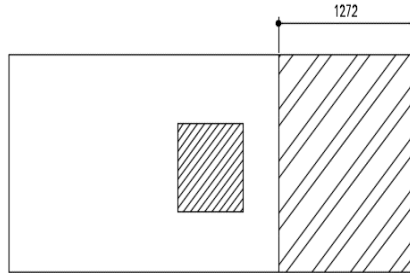
Safety Factor :

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{7.435,52}{1.016,18} = 7,317$$

PILECAP

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.9. Daerah tinjau geser 1 arah PC.1

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 1400 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\ &= 1.272 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned} b_0 &= 1.272 \text{ mm} \\ h_0 &= 2000 \text{ mm} \\ A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\ &= 1.272 \cdot 2000 \\ &= 2.544.230 \text{ mm}^2 \\ &= 2,544 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 2000 \cdot 1.272 \\ &= 6019,9 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 * V_c \\ &= 0,75 * 1670,608\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 4514,900 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

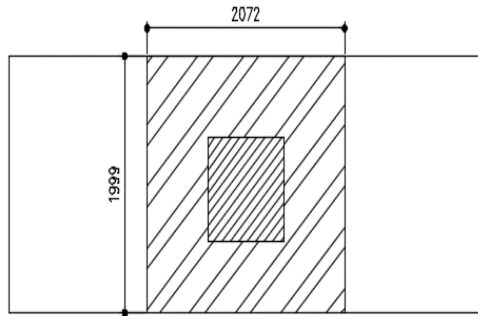
$$\begin{aligned}Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\ &= \frac{1.016,188}{5 \cdot 2} \\ &= 101,618 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 101,618 * 1,765 \\ &= 258,52 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 4514,9 &> 258,52 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.10. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2

$$d/2 = 441,25 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$b_0 = 1683 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 1683 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\
 &= 1683 * 1683 \\
 &= 2.159.300 \text{ mm}^2 \\
 &= 2,159 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \beta &= \frac{B}{H} = \frac{2}{1} = 2 \\
 \alpha_s &= 12
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{2}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 1683 \cdot 1272 \\
 &= 1340,9 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\
 &= 0,4 * 0,75 * 1340,9
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 442,51 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{1.016,188}{5 \cdot 2} \\
 &= 101,618 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\
 &= 101,61 * 3,364 \\
 &= 341,88 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 442,51 &> 192,42 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas lentur pilecap

Tulangan atas = D32 – 125

$$A_s' = 32.153,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 1400 - 80 - 32 - 0.5(32) \\ &= 1272 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D25 – 250

$$A_s = 32.153,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 32 + 0.5(32) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned} K_1 &= 0.85 (31)(0,85)(5000) \\ &= 111.987,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 3.925 (600 - 0.85(31)) - (32.153,6)(400) \\ &= 5.583.472,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= -600(32.153,6)(64) \\ &= -1.234.698.240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\
 &= \frac{5.583.472,64 \pm \sqrt{-888423.75^2 - 4 * 111.987,5 * -1.234.698.240}}{2 * 5.583.472,64} \\
 c &= 82,991 \text{ mm} \\
 c &= -132,842 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

diambil nilai $c = 82,991 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{maka posisi } a &= 0,85 * c \\
 &= 0,85 * 82,991 \\
 &= 70,542 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\
 &= 600 - \left(\frac{70,542-64}{70,542} \right) \\
 &= 137,300 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 137,300 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$C_c = 0,85 f_c' a b$$

$$= 0,85 * 31 * 70,542 * 5000$$

$$= 9.293.980,905 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right]$$

$$= 1.520 \left[600 \left(\frac{70,542-64}{70,542} \right) - 0,85 \cdot 30 \right]$$

$$= 3.567.459,095 \text{ N}$$

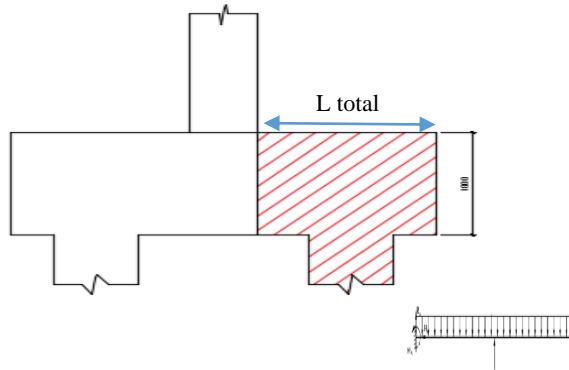
$$\phi Mn = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$= \phi \left[9.293.980,905 \left(686 - \frac{61}{2} \right) + 3.567.459,095 (d - d') \right]$$

$$\phi Mn = 3.312,12 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.11. Peninjauan Lentur PC.2 arah X

$$L_{total} = 2,10 \text{ m}$$

$$L_{tiang} = 1,05 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

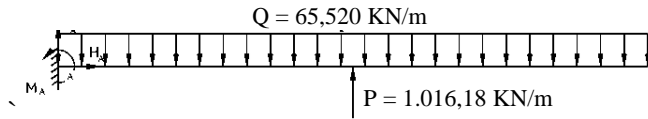
$$Q_{pilecap} = H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3$$

$$= 2 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3$$

$$= 65,52 \text{ KN/m}$$

$$P_{tiang} = 1.016,18 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma Ma &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 65,520 \cdot 2,1 * (0,5 * 2,1) - 1.016,18 \cdot 1,05 \\ &= -922,525 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

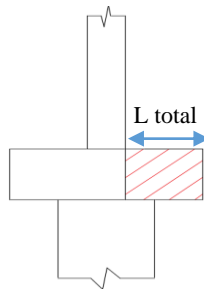
Cek terhadap kapasitas momen!

$$\begin{aligned}\phi Mn &> Mu \\ 3.312,12 &> -922,525 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{3.312,12}{-922,525} = 3,590$$

Cek Lentur Arah X



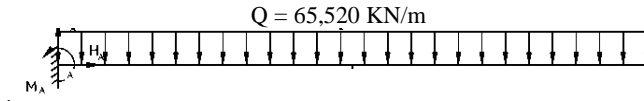
Gambar 7.12. Peninjauan Lentur PC.2 arah X

$$L_{total} = 2,10 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}Q_{pilecap} &= B * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 2 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 65,52 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} \\ &= 65,520 \cdot 2,1 * (0,5 * 2,1) \\ &= 144,47 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

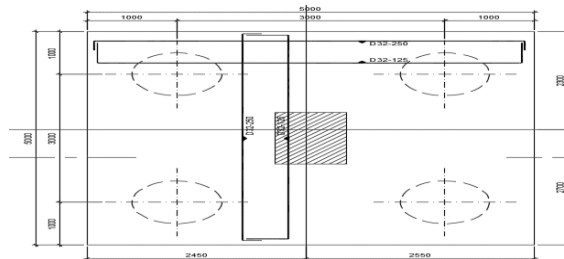
$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 3.312,12 &> 144,472 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

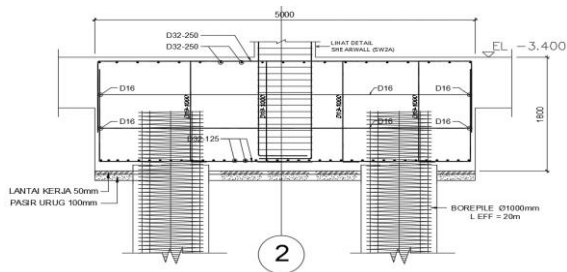
Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{3.312,12}{144,472} = 22,958$$

7.6.3 Evaluasi PC.4

Pondai PC.4 merupakan pondasi pilecap dengan satu tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh sebuah kolom tipe K1.





Gambar 7.13. Pondasi Tipe PC.4

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 5000 mm
2. Panjang (L) = 5000 mm
3. Tinggi (H) = 1800 mm
4. ϕ Atas = ϕ 32-125
5. ϕ Bawah = ϕ 32-125
6. N Tiang = 4 Buah

TIANG PANCANG

Menentukan daya dukung tiang pancang kelompok

Efisiensi tiang pancang kelompok dihitung menggunakan persamaan Converse-Labbare sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n_1 = 2 tiang (Horizontal)

S tiang = 2500 mm

n_2 = 2 tiang (Vertikal)

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{2500} \right) \\ &= 21,801^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 2} \right] 21,801 \\ &= 0,757 \end{aligned}$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ijin} * \eta \\ &= 7.435,52 * 0,757 \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = 5.634,355 \text{ KN}$$

Cek terhadap beban terjadi

Beban yang terjadi pada pondasi PC.2 adalah beban aksial yang didapat dari kolom K1 yang membebani secara eksentris dan beban pile cap itu sendiri, untuk itu perlu dicari nilai Pmaks akibat eksentrisitas sebagai berikut :

OUTPUT ETABS K.1

Cek output joint nomor 318

$$P_{u_{sw2}} = 2.963,90 \text{ KN}$$

$$M_x = 308,881 \text{ KN-m}$$

$$M_y = 138,520 \text{ KN-m}$$

$$\begin{aligned} P_{u_{Poer}} &= B * L * H * \rho_{beton} \\ &= 5 * 5 * 1,8 * 23,9 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1.075,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{u_{Poer}} + P_{u_{kolom}} \\ &= 1.075,5 + 2.963,90 \\ &= 3.877 \text{ KN} \end{aligned}$$

CEK JARAK TITIK PUSAT				
TP	x	x2	y	y2
	mm	cm	cm	cm
1	1.5	2.25	1.5	2.25
2	1.5	2.25	1.5	2.25
3	1.5	2.25	1.5	2.25
4	1.5	2.25	1.5	2.25

$$\Sigma X^2 = 9 \quad \Sigma Y^2 = 9$$

Maka total gaya maksimum yang diterima :

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{Mx.Y_{max}}{y^2} \pm \frac{My.X_{max}}{x^2}$$

$$\begin{aligned} P1_{maks} &= \frac{3876.95}{4} + \frac{463.32285}{9} - \frac{207.7806}{9} \\ &= 969.2375 + 51.48031667 - 23.08673 \\ &= 997.6311 < 5634.355 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2_{maks} &= \frac{3876.95}{4} + \frac{463.32285}{9} + \frac{207.7806}{9} \\ &= 969.2375 + 51.48031667 + 23.08673 \\ &= 1043.805 < 5634.355 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P3_{maks} &= \frac{3876.95}{4} - \frac{463.32285}{9} - \frac{207.7806}{9} \\ &= 969.2375 - 51.48031667 - 23.08673 \\ &= 894.6705 < 5634.355 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P4_{maks} &= \frac{3876.95}{4} - \frac{463.32285}{9} + \frac{207.7806}{9} \\ &= 969.2375 - 51.48031667 + 23.08673 \\ &= 894.6705 < 5634.355 \quad \text{(OK!)} \end{aligned}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

$$Q_{izin} > P_u$$

$$5.634,35 > 1.043,80 \text{ KN (OK!)}$$

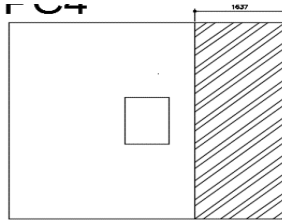
Safety Factor :

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.634,35}{1.043,80} = 5,043$$

PILECAP

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.14. Daerah tinjau geser 1 arah PC.4

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 1800 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\ &= 1.672 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned} b_0 &= 1.672 \text{ mm} \\ h_0 &= 5.000 \text{ mm} \\ A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\ &= 1.672 \cdot 5.000 \\ &= 8.360.000 \text{ mm}^2 \\ &= 8,360 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 5000 \cdot 1.672 \end{aligned}$$

$$= 8.064,3 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 * V_c \\ &= 0,75 * 8.064,3\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 6.048,26 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

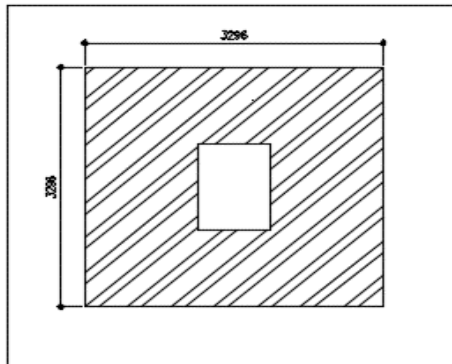
$$\begin{aligned}Q_u &= \frac{P_u}{\frac{b \cdot l}{5 \cdot 5}} \\ &= \frac{1.034,80}{5 \cdot 5} \\ &= 144,314 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 144,314 * 8,360 \\ &= 1206,5 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 6.048,3 &> 1.206,5 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.15. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2

$$d/2 = 836 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 3.296 \text{ mm} \\
 h_0 &= 3.296 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\
 &= 3296 * 3296 \\
 &= 10.863.616 \text{ mm}^2 \\
 &= 10,864 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 3.296 \cdot 1672 \\
 &= 11736,42 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\
 &= 0,4 * 0,75 * 11736,42
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 4694,60 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{1.241,785}{5 \cdot 2} \\
 &= 144,314 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\
 &= 144,314 * 10,864 \\
 &= 1.567,8 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

$$4.694,6 > 1.567,82 \text{ KN (OK!)}$$

Cek kapasitas lentur pilecap

Tulangan atas = D32 – 125

$$A_s' = 32.153,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 1800 - 80 - 32 - 0.5(32) \\ &= 1672 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 125

$$A_s = 32.153,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 32 + 0.5(32) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s'(600 - 0.85f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A_s'd'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned} K_1 &= 0.85 (31)(0,85)(5000) \\ &= 111.987,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 3.925 (600 - 0.85(31)) - (32.153,6)(400) \\ &= 5.583.472,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= -600(32.153,6)(64) \\ &= -1.234.698.240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\
 &= \frac{5.583.472,64 \pm \sqrt{-888423.75^2 - 4 * 111.987,5 * -1.234.698.240}}{2 * 5.583.472,64} \\
 c &= 82,991 \text{ mm} \\
 c &= -132,842 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

diambil nilai $c = 82,991 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{maka posisi } a &= 0,85 * c \\
 &= 0,85 * 82,991 \\
 &= 70,542 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= 600 - \left(\frac{c - d'}{c} \right) \\
 &= 600 - \left(\frac{70,542 - 64}{70,542} \right) \\
 &= 137,300 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 137,300 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

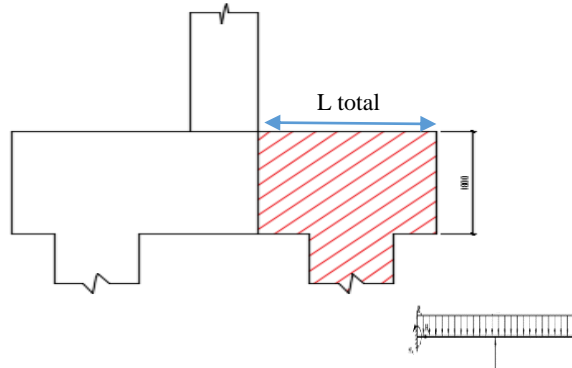
$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' ab \\
 &= 0,85 * 31 * 70,542 * 5000 \\
 &= 9.293.980,905 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f_c' \right] \\
 &= 32.153,6 \left[600 \left(\frac{70,542-64}{70,542} \right) - 0,85 \cdot 30 \right] \\
 &= 3.567.459,095 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[9.293.980,905 \left(1672 - \frac{61}{2} \right) + 3.567.459,095 (d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 4.334,84 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!



Gambar 7.16. Peninjauan Lentur PC.4

$$L_{total} = 2,10 \text{ m}$$

$$L_{tiang} = 1,05 \text{ m}$$

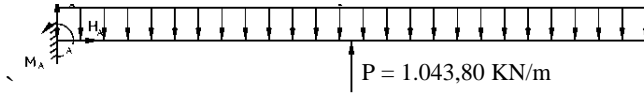
Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 Q_{pilecap} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 5 * 1,8 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 210,60 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$P_{tiang} = 1.043,80 \text{ KN}$$

Permodelan :

$$Q = 210,60 \text{ KN/m}$$



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 210,60 \cdot 2,1 * (0,5 * 2,1) - 1.043,80 \cdot 1,05 \\ &= -631,621 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

$$\phi M_n > M_u$$

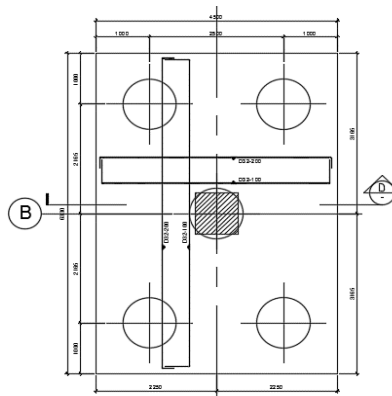
$$4.334,84 > -631,621 \text{ KN (OK!)}$$

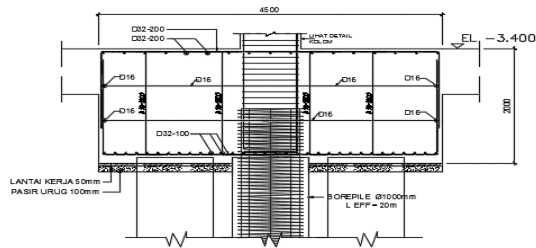
Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{3.312,12}{-922,525} = 3,590$$

7.6.4 Evaluasi PC.5

Pondai PC.5 merupakan pondasi pilecap dengan satu tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh sebuah kolom tipe K1.





Gambar 7.17. Pondasi Tipe PC.5

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 4.500 mm
2. Panjang (L) = 6.330 mm
3. Tinggi (H) = 2.000 mm
4. ϕ Atas = $\phi 32-100$
5. ϕ Bawah = $\phi 32-100$
6. N Tiang = 5 Buah

TIANG PANCANG

Menentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n_1 = 3 tiang (Horizontal)

S tiang = 2500 mm

n_2 = 3 tiang (Vertikal)

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{2500} \right) \\ &= 21,801^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(3-1)2 + (3-1)2}{90 \cdot 3 \cdot 3} \right] 21,801 \\ &= 0,677 \end{aligned}$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ijin} * \eta \\ &= 7.435,52 * 0,677 \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = 5.334,161 \text{ KN}$$

OUTPUT ETABS K.1

Cek output joint nomor 82

$$P_{u_{sw2}} = 13.945,21 \text{ KN}$$

$$M_x = 327,516 \text{ KN-m}$$

$$M_y = 272,588 \text{ KN-m}$$

$$\begin{aligned} P_{u_{Poer}} &= B * L * H * \rho_{beton} \\ &= 4,5 * 6,33 * 1,8 * 23,9 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1.183,05 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{u_{Poer}} + P_{u_{kolom}} \\ &= 1.183,05 + 13.945,213 \\ &= 15.128,26 \text{ KN} \end{aligned}$$

CEK JARAK TITIK PUSAT				
TP	x	x2	y	y2
	mm	cm	cm	cm
1	1.25	1.5625	2.165	4.687225
2	1.25	1.5625	2.165	4.687225
3	0	0	0	0
4	1.25	1.5625	2.165	4.687225
5	1.25	1.5625	2.165	4.687225

$$\Sigma X^2 = 6.25 \quad \Sigma Y^2 = 18.7489$$

Cek beban yang terjadi pada tiang kelompok

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{x^2}$$

$$\begin{aligned}
 \text{P1 maks} &= \frac{15128.26}{5.00} + \frac{159.07}{18.75} - \frac{340.74}{6.25} \\
 &= 3025.65 + 37.82 - 54.52 \\
 &= 3008.95 < 5334.16 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{P2 maks} &= \frac{15128.26}{5.00} + \frac{159.07}{18.75} + \frac{340.74}{6.25} \\
 &= 3025.65 + 37.82 + 54.52 \\
 &= 3117.99 < 4404.77 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{P3 maks} &= \frac{15128.26}{5.00} + \frac{159.07}{18.75} + \frac{340.74}{6.25} \\
 &= 3025.65 + 37.82 + 54.52 \\
 &= 3117.99 < 4404.77 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{P4 maks} &= \frac{15128.26}{5.00} - \frac{159.07}{18.75} - \frac{340.74}{6.25} \\
 &= 3025.65 - 37.82 - 54.52 \\
 &= 2933.32 < 4404.77 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{P5 maks} &= \frac{15128.26}{5.00} - \frac{159.07}{18.75} + \frac{340.74}{6.25} \\
 &= 3025.65 - 37.82 + 54.52 \\
 &= 3042.35 < 4404.77 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

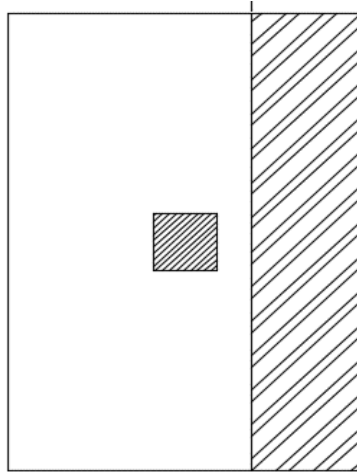
Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &> P_u \\
 5.334,16 &> 3.117,99 \text{ KN} \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\text{SF} = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.334,16}{3.117,99} = 5,043$$

PILECAPCek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH

**Gambar 7.18.** Daerah tinjau geser 1 arah PC.5

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0,5D \\
 &= 2000 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\
 &= 1.872 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 1.872 \text{ mm} \\
 h_0 &= 6.330 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\
 &= 1.872 \cdot 6.330 \\
 &= 11.849.760 \text{ mm}^2 \\
 &= 11,850 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 5000 \cdot 1.872 \\
 &= 7.973,5 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \cdot V_c \\
 &= 0,75 \cdot 7.973,5
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 5.980,112 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

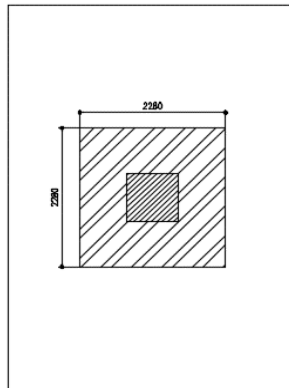
$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{3.117,99}{5 \cdot 6,33} \\
 &= 159,460 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u \cdot A_{Tributary} \\
 &= 159,460 \cdot 11,850 \\
 &= 1.297,10 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 5.980,11 &> 1.297,10 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.19. Daerah tinjau geser 2 arah PC.2

$$d/2 = 836 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$b_0 = 2.280 \text{ mm}$$

$$h_0 = 2.280 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 2.280 * 2.280 \\ &= 5.198.400 \text{ mm}^2 \\ &= 5,198 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{5}{6,3} = 0,793$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c'} * b * d \\ &= 0,17 * \left(1 + \frac{2}{0,793}\right) 1 \sqrt{31} * 2.280 * 1.872 \\ &= 7.110,22 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 7.110,22 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 2.133,1 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{Pu}{b * l} \\ &= \frac{3.117,99}{5 * 6,33} \\ &= 159,460 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\ &= 159,460 * 5,1984 \\ &= 569,02 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

$$2.133,1 > 569,02 \text{ KN (OK!)}$$

Cek kapasitas lentur pilecap

Tulangan atas = D32 – 100

$$A_s' = 36.172,8 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 2000 - 80 - 32 - 0.5(32) \\ &= 1872 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 36.172,8 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 32 + 0.5(32) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s'(600 - 0.85f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A_s d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0.85 (31)(0.85)(5000)$$

$$= 100.788,75 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 3.925 (600 - 0.85(31)) - (32.153,6)(400)$$

$$\begin{aligned}
 &= 6.281.406,72 \text{ MPa} \\
 K_3 &= -600(32.153,6)(64) \\
 &= -1.389.035.520 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\
 &= \frac{6.281.406,72 \pm \sqrt{-6.281.406^2 - 4 * 100.788,7 * -1.389.035.520}}{2 * 100.788,75}
 \end{aligned}$$

$$c = 90,299 \text{ mm}$$

$$c = -152,628 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 90,299 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{maka posisi } a &= 0,85 * c \\
 &= 0,85 * 90,299 \\
 &= 76,754 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= 600 - \left(\frac{c - d'}{c} \right) \\
 &= 600 - \left(\frac{76,754 - 64}{76,754} \right) \\
 &= 174,748 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 174,748 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' a b \\
 &= 0,85 * 31 * 76,754 * 5000
 \end{aligned}$$

$$= 9.101.158,074 \text{ N}$$

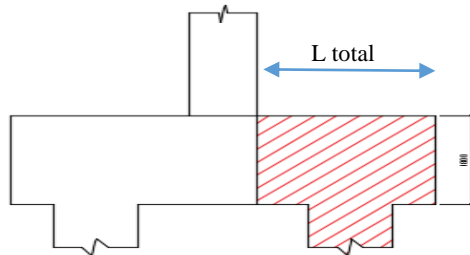
$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f_c' \right] \\ &= 32.153,6 \left[600 \left(\frac{70,542-64}{70,542} \right) - 0,85 \cdot 30 \right] \\ &= 5.367.961,926 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\ &= \phi \left[9.101.158,074 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 5.367.961,926 (d - d') \right] \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 6.014,00 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.20. Peninjauan Lentur PC.5 Arah X

$$L_{\text{total}} = 2,25 \text{ m}$$

$$L_{\text{tiang}} = 1,00 \text{ m}$$

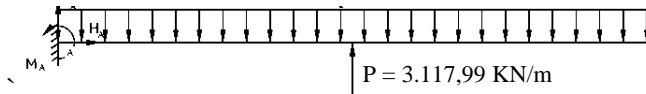
Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{\text{pilecap}} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 6,3 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 294,84 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$P_{\text{tiang}} = 3.117,99 \text{ KN}$$

Permodelan :

$$Q = 294,84 \text{ KN/m}$$



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 294,84 \cdot 2,25 * (0,5 * 2,25) - 3.117,99 \cdot 1,00 \\ &= -2.371 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

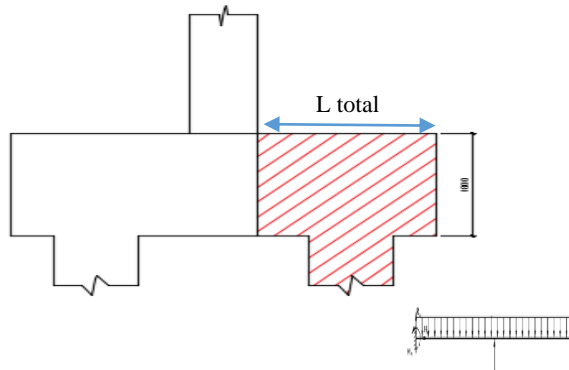
Cek terhadap kapasitas momen!

$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 5.412,60 &> -2.371,67 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{5.412,60}{2.371,67} = 2,282$$

Cek Lentur Arah Y



Gambar 7.21. Peninjauan Lentur PC.5 Arah Y

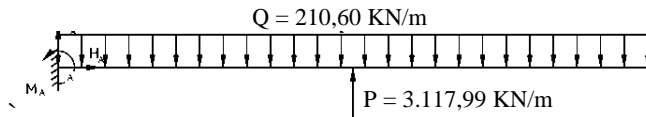
$$L_{total} = 3,16 \text{ m}$$

$$L_{tiang} = 1,05 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 Q_{pilecap} &= B * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 4,5 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 210,60 \text{ KN/m} \\
 P_{tiang} &= 3.117,99 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_A &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\
 &= 210,6 * 3,16 * (0,5 * 3,16) - 3.117,99 * 1,05 \\
 &= - 2.222,40 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

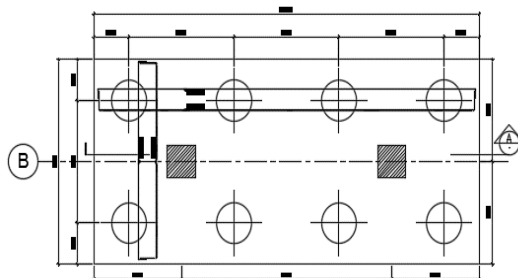
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 5.412,60 &> -2.222,40 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

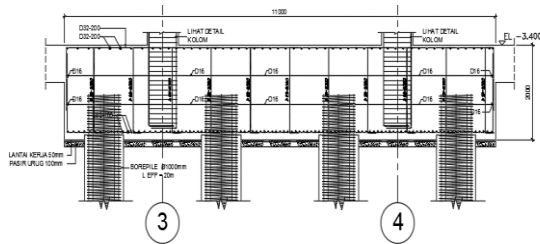
Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{5.412,60}{2.222,40} = 2,435$$

7.6.5 Evaluasi PC.8

Pondai PC.8 merupakan pondasi rakit (raft foundation) dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh dua buah kolom tipe K1.





Gambar 7.22. Pondasi Tipe PC.4

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 11.000 mm
2. Panjang (L) = 5.000 mm
3. Tinggi (H) = 2.000 mm
4. ϕ Atas = $\phi 32-125$
5. ϕ Bawah = $\phi 32-125$
6. N Tiang = 8 Buah

TIANG PANCANG

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n_1 = 4 tiang (Horizontal)

S tiang = 2500 mm

n_2 = 2 tiang (Vertikal)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{2500} \right)$$

$$= 21,801^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(4-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 4 \cdot 2} \right] 21,801$$

$$= 0,697$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$Q_{ijin} = Q_{ijin} * \eta$$

$$= 7.435,52 * 0,697$$

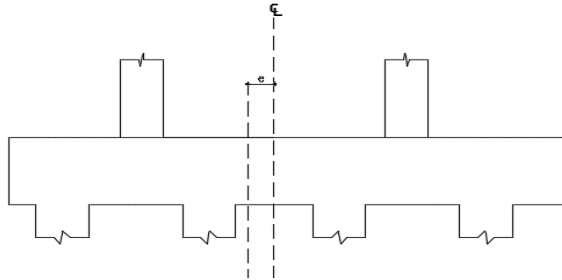
$$Q_{ijin} = 5.531,722 \text{ KN}$$

Cek beban yang terjadi pada tiang kelompok
OUTPUT ETABS :

K1	Joint label :	345
800/800	P = 11016.0565	KN
	Mx = 390.8996	My = 446.8446
K1	Joint label :	353
800/800	P = 11159.9895	KN
	Mx = 388.3679	My = 441.0585

CEK JARAK TITIK PUSAT TIANG PANCANG				
TP	x	x ²	y	y ²
	mm	cm	cm	cm
1	4.5	20.25	1.3	1.69
2	1.5	2.25	1.3	1.69
3	1.5	2.25	1.3	1.69
4	4.5	20.25	1.3	1.69
5	4.5	20.25	1.3	1.69
6	1.5	2.25	1.3	1.69
7	1.5	2.25	1.3	1.69
8	4.5	20.25	1.3	1.69
	$\Sigma X^2 =$	90	$\Sigma Y^2 =$	13.52

Cek beban eksentrisitas yang terjadi!



Eksentrisitas beban segaris arah X

Spasi antar kolom = 4,5 m

$$\begin{aligned}
 x' &= \frac{P_1 \cdot \text{spasi kolom}}{P_1 + P_2} \\
 &= \frac{7818,556 \cdot 4,5}{7818,556 + 7848,052} \\
 &= 2,245 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_x &= \frac{s}{2} - x' \\
 &= \frac{4,5}{2} - 2,245 \\
 &= 0,0042 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

Tidak terjadi eksentrisitas pada arah Y

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B J \text{ Beton} \\
 &= 11 \times 5 \times 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 2.629 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$\begin{aligned}
 Q &= P_1 + P_2 + Q \\
 &= 11.016,05 + 11.159,98 + 2.529 \\
 &= 22.126,04
 \end{aligned}$$

$$M_x = Mx_1 + Mx_2 + Q \cdot e_x$$

$$\begin{aligned}
 &= 390,89 + 388,36 + (22.126,04 * 0,0042) \\
 &= 1.015,72 \text{ KN -m} \\
 M_y &= M_{y_1} + M_{y_2} + Q \cdot e_y \\
 &= 446,844 + 441,05 + (22.126,04 * 0) \\
 &= 897,605 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

$$P_{\text{maks}} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{max}}}{y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{x^2}$$

$$\begin{aligned}
 P1_{\text{maks}} &= \frac{27384.05}{8.00} + \frac{1320.45}{13.52} + \frac{4039.22}{90.00} \\
 &= 3423.01 + 97.67 + 44.88 \\
 &= 3565.55 < 5531.72 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2_{\text{maks}} &= \frac{27384.05}{8.00} + \frac{1320.45}{13.52} - \frac{4039.22}{90.00} \\
 &= 3423.01 + 97.67 - 44.88 \\
 &= 3475.79 < 5531.72 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3_{\text{maks}} &= \frac{27384.05}{8.00} - \frac{1320.45}{13.52} + \frac{4039.22}{90.00} \\
 &= 3423.01 - 97.67 + 44.88 \\
 &= 3370.22 < 5531.72 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P4_{\text{maks}} &= \frac{27384.05}{8.00} - \frac{1320.45}{13.52} - \frac{4039.22}{90.00}
 \end{aligned}$$

$$= 3423.01 - 97.67 - 44.88$$

$$= 3280.46 < 5531.72 \quad (\text{OK!})$$

$$Q_{izin} > P_u$$

$$5.531,72 > 3.565,55 \text{ KN} \quad (\text{OK!})$$

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.531,72}{3.565,55} = 1,551$$

PELAT PONDASI

Cek kapasitas lentur PELAT PONDASI

Tulangan atas = D32 – 125

$$A_s' = 70737.92 \text{ mm}^2$$

$$d = H - s - D - 0.5D$$

$$= 2000 - 80 - 32 - 0.5(32)$$

$$= 1872 \text{ mm}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 70737.92 \text{ mm}^2$$

$$d = s + D + 0.5D$$

$$= 80 + 32 + 0.5(32)$$

$$= 64 \text{ mm}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0,85(31)(0,85)(11000) \\ = 246.372,5 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 3.925(600 - 0,85(31)) - (70.737,92)(400) \\ = 12.283.639,81 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(70.737,92)(64) \\ = -1.358.168.064 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\ = \frac{12.283.639,81 \pm \sqrt{12.283.639^2 - 4 \cdot 246.372,5 \cdot -1.358.168.064}}{2 \cdot 246.372,5}$$

$$c = 53,391 \text{ mm}$$

$$c = -103,249 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 53,391 \text{ mm}$

$$\text{maka posisi } a = 0,85 * c$$

$$= 0,85 * 53,391$$

$$= 45,382 \text{ mm}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$f_s' = 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right)$$

$$= 600 - \left(\frac{53,391-64}{53,391} \right)$$

$$= 240,392 \text{ MPa}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 240,392 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' ab \\ &= 0,85 * 31 * 53,391 * 11000 \\ &= 13.154.221,48 \text{ N} \end{aligned}$$

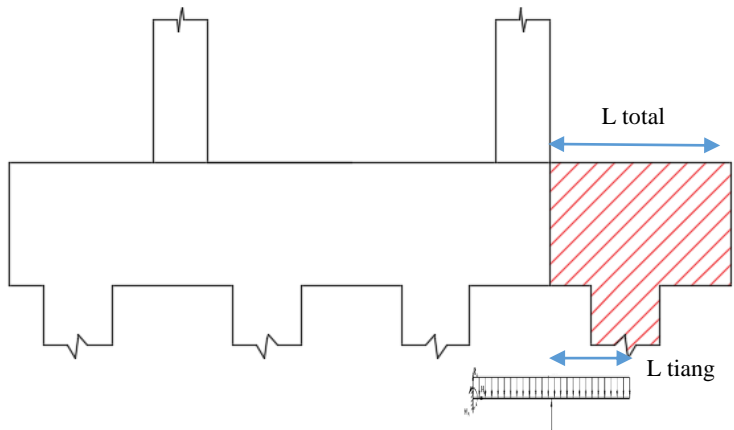
$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\ &= 32.153,6 \left[600 \left(\frac{70,542-64}{70,542} \right) - 0,85 * 30 \right] \\ &= 15.140.946,52 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\ &= \phi \left[13.154.221,48 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 15.140.946,52 (d - d') \right] \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 5.024,47 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.23. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX

$$L_{total} = 2,5 \text{ m}$$

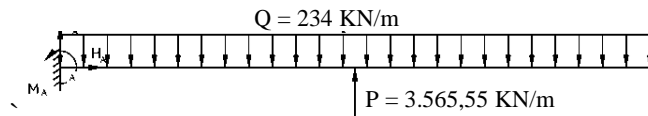
$$L_{\text{tiang}} = 1,50 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{\text{pilecap}} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 5 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 234 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$P_{\text{tiang}} = 3.565,55 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{\text{pilecap}} l_{\text{total}} * 0,5 l_{\text{total}} - P_{\text{tiang}} l_{\text{tiang}} \\ &= 234 * 2,5 * (0,5 * 2,5) - 3.565,55 * 1,50 \\ &= -3228,85 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

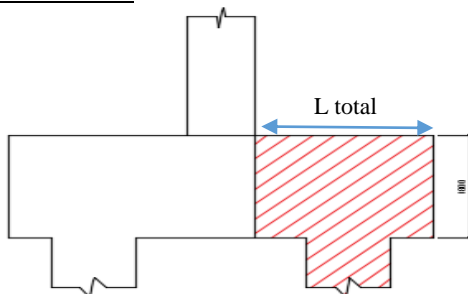
$$\phi M_n > M_u$$

$$5.024,47 > -3228,85 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{5.024,47}{-3228,85} = 1,557$$

Cek Lentur Arah X





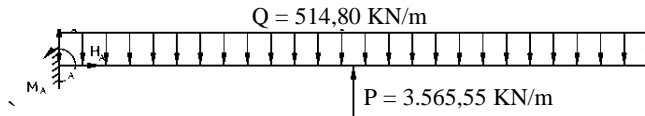
Gambar 7.24. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX

$$\begin{aligned} L_{total} &= 2,50 \text{ m} \\ L_{tiang} &= 1,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= B * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 11 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 514,80 \text{ KN/m} \\ P_{tiang} &= 3.565,55 \text{ KN} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 514,80 * 2,5 * (0,5 * 2,5) - 3.565,55 * 1,50 \\ &= -3.739,57 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

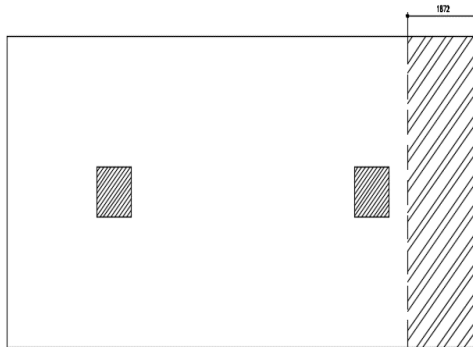
$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 5.024,47 &> -3.739,57 \text{ KN-m (OK!)} \end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{5.024,47}{-3.739,57} = 2,282$$

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.25. Daerah tinjau geser 1 arah PC.8

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0,5D \\
 &= 2000 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\
 &= 1.872 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 1.872 \text{ mm} \\
 h_0 &= 6.330 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\
 &= 1.872 \cdot 5.000 \\
 &= 9.360.000 \text{ mm}^2 \\
 &= 9,360 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 11.000 \cdot 1.872 \\
 &= 19.823,913 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \cdot V_c \\
 &= 0,75 \cdot 19.823,9
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 14.867,935 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

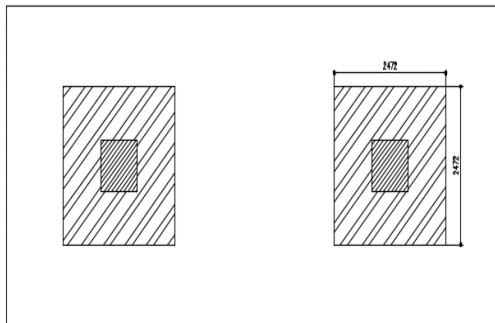
$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{Pu}{b \cdot l} \\ &= \frac{3.565,55}{5 \cdot 11} \\ &= 64,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 64,828 * 9,360 \\ &= 606,79 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 14.867,94 &> 606,79 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.26. Daerah tinjau geser 2 arah PC.8

$$d/2 = 936 \text{ mm}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$b_0 = 2.472 \text{ mm}$$

$$h_0 = 2.472 \text{ mm}$$

$$A_{tributary} = b_0 * h_0$$

$$= 2.472 * 2.472$$

$$= 6110784 \text{ mm}^2$$

$$= 6,110 \text{ m}^2$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{11}{5} = 2,2$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{2,2}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 2.472 \cdot 1.872 \\ &= 4.252,475 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 4.252,475 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 1.275,70 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{P_u}{\frac{b \cdot l}{3.565,55}} \\ &= \frac{5 \cdot 11}{3.565,55} \\ &= 64,828 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

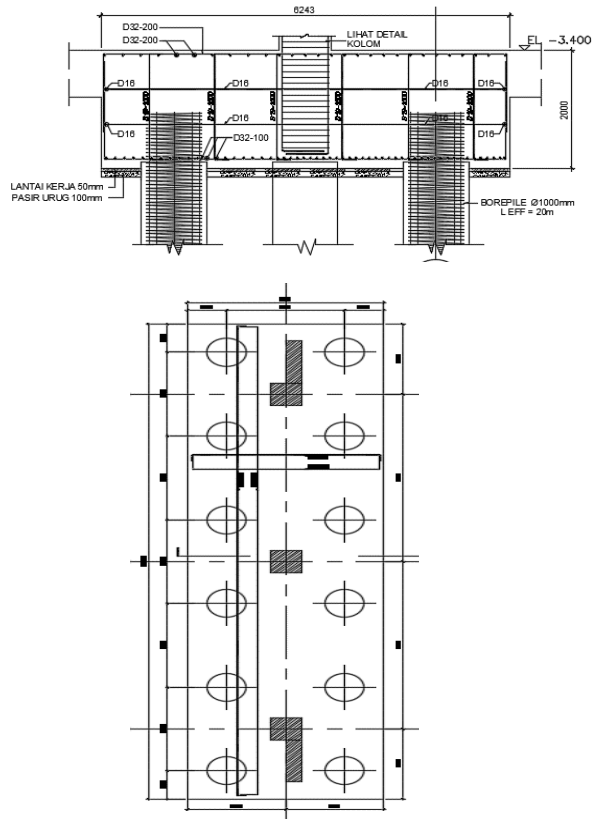
$$\begin{aligned} V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 64,828 * 6,110 \\ &= 396,15 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 1.275,70 &> 396,15 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

7.6.6 Evaluasi PC.12

Pondai PC.12 merupakan pondasi rakit (raft foundation) dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh tiga buah kolom tipe K1 yang tersambung dengan SW.2.



Gambar 7.27. Pondasi Tipe PC.12

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 5.000 mm
2. Panjang (L) = 17.000 mm
3. Tinggi (H) = 2.000 mm
4. ϕ Atas = ϕ 32-100
5. ϕ Bawah = ϕ 32-100
6. N Tiang = 12 Buah

TIANG PANCANGMenentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n1 = 2 tiang (Horizontal)

S tiang = 4000 mm

n2 = 6 tiang (Vertikal)

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{4000} \right) \\ &= 14,036^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(6-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 6 \cdot 2} \right] 14,036 \\ &= 0,792 \end{aligned}$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ijin} * \eta \\ &= 7.435,52 * 0,792 \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = 5.889,34 \text{ KN}$$

Cek beban yang terjadi pada tiang kelompok

OUTPUT ETABS KOLOM DAN SHEARWALL

K1	Joint label :	93
800/800	P = 9311.6682	KN
	Mx = 305.8809	My = 310.9729
K1	Joint label :	238
800/800	P = 3693.09	KN
	Mx = 340.4912	My = 286.0683
K1	Joint label :	230
800/800	P = 3693.09	KN

	Mx = 391.201	My = 321.217
SW.3	Joint label :	421
500/1500	P = 2314.7175	KN
SW.3	Mx = 101.0423	My = 34.5776
500/1500	P = 2411.3905	KN

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B J \text{ Beton} \\
 &= 5 \times 17 \times 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 3.978 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$\begin{aligned}
 X' &= \frac{P_1 \cdot x + P_2 \cdot x + P_3 \cdot x + \dots + P_n}{\sum P_n} \\
 &= \frac{2.314,7 * 2,71 + 9.311,7 * 2,5 + \dots + 2.411,4 * 2,71}{2.314,7 + 9.311,7 + \dots + 2.411,4} \\
 &= 2,53 \text{ m} \\
 ex &= X' - \frac{B}{2} \\
 &= 2,53 - \frac{5}{2} \\
 &= 0,036
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P_1 \cdot y + P_2 \cdot y + P_3 \cdot y + \dots + P_n}{\sum P_n} \\
 &= \frac{2.314,7 * 16,4 + 9.311,7 * 14,5 + \dots + 2.411,4 * 1,25}{2.314,7 + 9.311,7 + \dots + 2.411,4} \\
 &= 8,507 \text{ m} \\
 ey &= Y' - \frac{L}{2} \\
 &= 8,507 - \frac{17}{2} \\
 &= 0,007 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$\begin{aligned}
 Q &= 2314.71 + 9311.66 + 3693.09 + 9411.86 + \\
 &\quad 2411.39 + 3.978 \\
 &= 25.401,95 \text{ KN} \\
 M_x &= 305.8809 + 340.4912 + 391.201 + 101.0423 + \\
 &\quad 172.8242 + (25.401,95 \cdot 0,03) \\
 &= 2.240,27 \text{ KN -m} \\
 M_y &= 310.9729 + 286.0683 + 321.217 + 34.5776 + \\
 &\quad 35.4245 + (25.401,95 \cdot 0,007) \\
 &= 1.500,95 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya dihitung beban maksimum yang diterima oleh tiang pancang titik berat penampang pondasi.

CEK JARAK TITIK PUSAT TIANG PANCANG				
TP	x	x ²	y	y ²
	m	m ²	m	m ²
1	1.5	2.25	7.5	56.25
2	1.5	2.25	4.5	20.25
3	1.5	2.25	1.5	2.25
4	1.5	2.25	1.5	2.25
5	1.5	2.25	4.5	20.25
6	1.5	2.25	7.5	56.25
7	1.5	2.25	7.5	56.25
8	1.5	2.25	4.5	20.25
9	1.5	2.25	1.5	2.25
10	1.5	2.25	1.5	2.25
11	1.5	2.25	4.5	20.25
12	1.5	2.25	7.5	56.25

$$\Sigma X^2 = 27 \quad \Sigma Y^2 = 315$$

Pmaks dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$= \frac{P_{total}}{\pm} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\pm} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\pm}$$

<i>P</i> maks	<i>n</i>	$\Sigma Y^2 =$	$\Sigma X^2 =$
P1 maks	$= \frac{25401.96}{12.00}$	$+ \frac{16802.03}{315.00}$	$+ \frac{2251.43}{27.00}$
	$= 2116.83$	$+ 53.34$	$+ 83.39$
	$= 2253.56$	< 5889.35	(OK!)
P2 maks	$= \frac{25401.96}{12.00}$	$+ \frac{16802.03}{315.00}$	$- \frac{2251.43}{27.00}$
	$= 2116.83$	$+ 53.34$	$- 83.39$
	$= 2086.78$	< 5889.35	(OK!)
P3 maks	$= \frac{25401.96}{12.00}$	$- \frac{16802.03}{315.00}$	$+ \frac{2251.43}{27.00}$
	$= 2116.83$	$- 53.34$	$+ 83.39$
	$= 2146.88$	< 5889.35	(OK!)
P4 maks	$= \frac{25401.96}{12.00}$	$- \frac{16802.03}{315.00}$	$- \frac{2251.43}{27.00}$
	$= 2116.83$	$- 53.34$	$- 83.39$
	$= 1980.10$	< 5889.35	(OK!)

$$Q_{izin} > P_u$$

$$5.889,34 > 2.253,56 \text{ KN (OK!)}$$

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.889,34}{2.253,56} = 2,613$$

PELAT PONDASI

Cek kapasitas lentur pelat pondasi

Tulangan atas = D32 – 100

$$A_s' = 40.192 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0.5D \\
 &= 2000 - 80 - 32 - 0.5(32) \\
 &= 1872 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 40.192 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= s + D + 0.5D \\
 &= 80 + 32 + 0.5(32) \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s'(600 - 0.85f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A_s'd'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0.85 (31)(0.85)(5000)$$

$$= 111.987,5 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 3.925 (600 - 0.85(31)) - (40.192)(400)$$

$$= 6.979.340,8 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(40.192)(64)$$

$$= -771.686.400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\
 &= \frac{6.979.340,8 \pm \sqrt{6.979.340,8^2 - 4 \cdot 111.987,5 \cdot -771.686.400}}{2 \cdot 111.987,5}
 \end{aligned}$$

$$c = 57,505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 c &= -119,828 \text{ mm} \\
 \text{diambil nilai } c &= 53,505 \text{ mm} \\
 \text{maka posisi } a &= 0,85 * c \\
 &= 0,85 * 53,505 \\
 &= 48,879 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\
 &= 600 - \left(\frac{48,879-64}{48,879} \right) \\
 &= 266,121 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$\begin{aligned}
 f_y &> f_s \\
 400 &> 266,121 \text{ MPa (OK!)} \\
 \text{*Tulangan belum leleh}
 \end{aligned}$$

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' ab \\
 &= 0,85 * 31 * 48,879 * 5000 \\
 &= 6.439.933,329 \text{ N}
 \end{aligned}$$

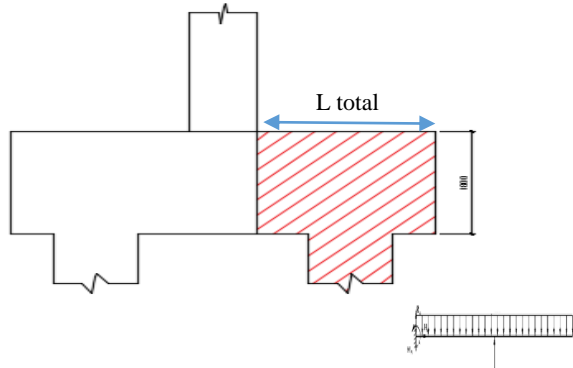
$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\
 &= 32.153,6 \left[600 \left(\frac{53,505-64}{53,505} \right) - 0,85 * 30 \right] \\
 &= 9.636.866,671 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[6.439.933,329 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 9.636.866,671 (d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 6.350,076 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.28. Peninjauan Lentur PC.5 Arah X

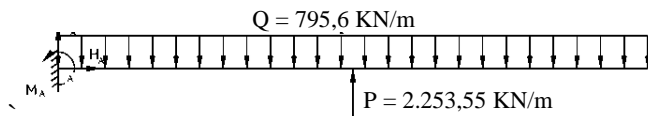
$$\begin{aligned} L_{total} &= 2,5 \text{ m} \\ L_{tiang} &= 1,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 17 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 795,6 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$P_{tiang} = 2.253,55 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 795,6 * 2,5 * (0,5 * 2,5) - 2.253,55 * 1,50 \\ &= -894,083 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

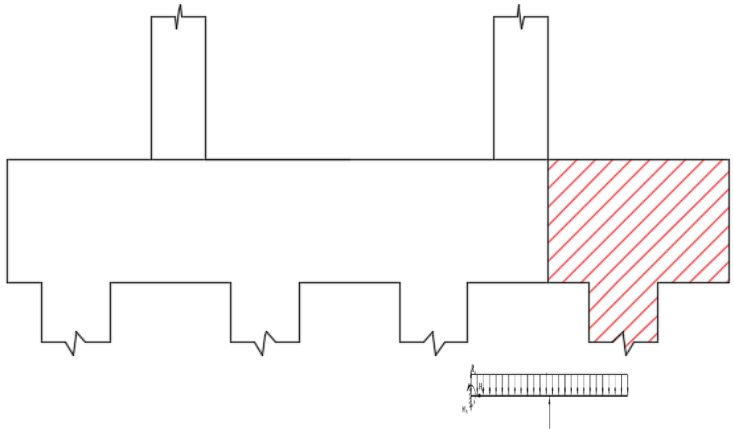
$$\phi Mn > Mu$$

$$6.350,07 > -894,083 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{6.350,07}{-894,083} = 7,102$$

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.29. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX

$$L_{total} = 2,5 \text{ m}$$

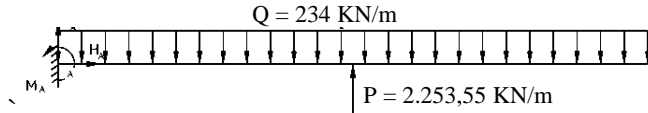
$$L_{tiang} = 1,50 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= B * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 5 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 234 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$P_{tiang} = 2.253,55 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 234 \cdot 2,5 * (0,5 * 2,5) - 2.253,55 \cdot 1,50 \\ &= -2649,08 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

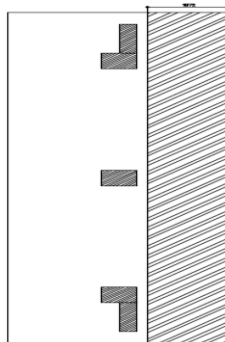
$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 6.350,07 &> -2.649,08 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{6.350,07}{-2.649,08} = 2,397$$

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.30. Daerah tinjau geser 1 arah PC.12

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0,5D \\
 &= 2000 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\
 &= 1.872 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 1.872 \text{ mm} \\
 h_0 &= 17.000 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\
 &= 1.872 \cdot 17.000 \\
 &= 31.824.000 \text{ mm}^2 \\
 &= 31,824 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 5.000 \cdot 1.872 \\
 &= 9.019,90 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \cdot V_c \\
 &= 0,75 \cdot 9.019,90
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 6.758,15 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{2.253,55}{5 \cdot 17} \\
 &= 26,512 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

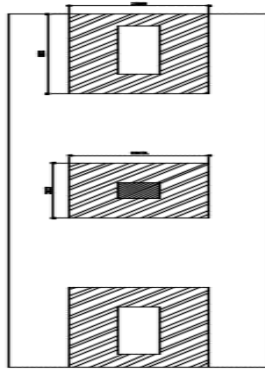
$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u \cdot A_{\text{Tributary}} \\
 &= 21,919 \cdot 31,824 \\
 &= 697,580 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

6.758,20 > 697,580 KN (OK!)

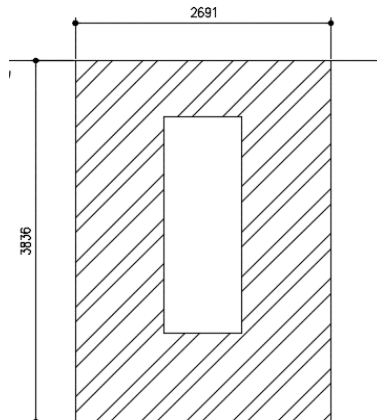
b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.31. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12

Karena shearwall dan kolom berhimpitan maka untuk memudahkan perhitungan, kolom dan shearwall digabungkan seperti pada gambar yang tidak diarsir.

$$d/2 = 936 \text{ mm}$$



Maka luas daerah yang terbesar ditinjau :

$$b_0 = 2.691 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 3.896 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\
 &= 2.691 * 3.896 \\
 &= 10.484.136 \text{ mm}^2 \\
 &= 10,484 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{5}{17} = 0,294$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0,294}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 2,672 \cdot 1.872 \\
 &= 10.564 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\
 &= 0,4 * 0,75 * 10.564
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 5.634 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{Pu}{b \cdot l} \\
 &= \frac{2.253,55}{5 \cdot 17} \\
 &= 26,512 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

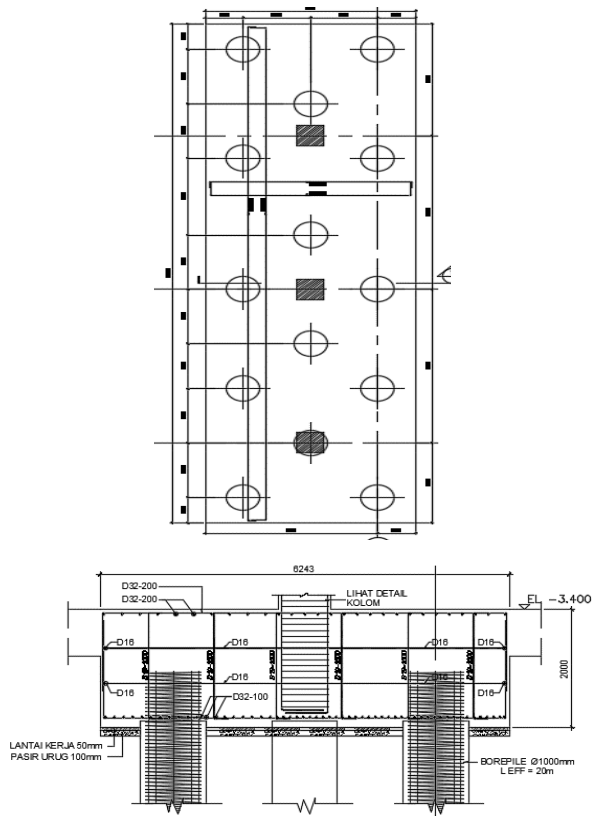
$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\
 &= 21,919 * 31,824 \\
 &= 697,58 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 5.634 &> 697,583 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

7.6.7 Evaluasi PC.14

Pondasi PC.14 merupakan pondasi rakit (raft foundation) dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh dua buah kolom tipe K1.



Gambar 7.32. Pondasi Tipe PC.14

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 6.250 mm
2. Panjang (L) = 19.500 mm
3. Tinggi (H) = 2.000 mm

4. ϕ Atas = $\phi 32-100$
5. ϕ Bawah = $\phi 32-100$
6. N Tiang = 12 Buah

TIANG PANCANG

Menentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n_1 = 3 tiang (Horizontal)

S tiang = 4000 mm

n_2 = 5 tiang (Vertikal)

$$\theta = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$= \text{Tan}^{-1} \left(\frac{1000}{4000} \right)$$

$$= 14,036^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(3-1)2 + (5-1)2}{90 \cdot 3 \cdot 5} \right] 14,036$$

$$= 0,771$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$Q_{ijin} = Q_{ijin} * \eta$$

$$= 7.435,52 * 0,771$$

$$\mathbf{Q_{ijin} = 5.917,38 \text{ KN}}$$

Cek beban yang terjadi pada tiang kelompok

OUTPUT ETABS KOLOM

K1	Joint label :	88
800/800	P =	12056.1429 KN
	Mx =	307.412
	My =	322.4042
	Joint label :	229

	K1						
800/800	P =	10856.7543		KN			
	Mx =	364.9397	My =	389.6415			
	K1	Joint label :		237			
800/800	P =	11159.9232		KN			
	Mx =	339.344	My =	333.2057			

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B_j \text{ Beton} \\
 &= 6,25 \times 19,5 \times 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 5.703,75 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$\begin{aligned}
 X' &= \frac{P1 \cdot x + P2 \cdot x + P3 \cdot x + \dots + Pn}{\sum Pn} \\
 &= \frac{12.056,14 * 2,5 + 10.856,75 * 2,5 + 11.159,92 * 2,5}{12.056,14 + 10.856,75 + 11.159,92} \\
 &= 2,5 \text{ m} \\
 ex &= X' - \frac{B}{2} \\
 &= 2,5 - \frac{6,25}{2} \\
 &= -0,625 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P1 \cdot y + P2 \cdot y + P3 \cdot y + \dots + Py}{\sum Pn} \\
 &= \frac{12.056,14 * 3,25 + 10.856,75 * 9,525 + 11.159,92 * 15,425}{12.056,14 + 10.856,75 + 11.159,92} \\
 &= 9,930 \text{ m} \\
 ey &= Y' - \frac{L}{2} \\
 &= 9,930 - \frac{17}{2} \\
 &= -0,449 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$Q = 12.056,14 + 10.856,75 + 11.159,92 + 5.703,75$$

$$\begin{aligned}
 &= 40.126,57 \text{ KN} \\
 M_x &= 305.8809 + 340.4912 + 391.201 + 101.0423 + \\
 &\quad 172.8242 + (40.126,57 \cdot -0.625) \\
 &= -24.067,41 \text{ KN -m} \\
 M_y &= 310.9729 + 286.0683 + 321.217 + 34.5776 + \\
 &\quad 35.4245 + (40.126,57 \cdot -0.449) \\
 &= -17.043,64 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

P maks	$=$	$\frac{P_{total}}{n}$	\pm	$\frac{M_x \cdot Y_{max}}{y^2}$	\pm	$\frac{M_y \cdot X_{max}}{x^2}$
P1 maks	$=$	$\frac{40126.57}{14.00}$	$+$	$\frac{-209386.47}{481.19}$	$+$	$\frac{-68174.59}{40.00}$
	$=$	2866.18	$+$	-435.14	$+$	-1704.36
	$=$	726.67	$<$	5917.39		(OK!)
P2 maks	$=$	$\frac{40126.57}{14.00}$	$+$	$\frac{-209386.47}{481.19}$	$-$	$\frac{-68174.59}{40.00}$
	$=$	2866.18	$+$	-435.14	$-$	-1704.36
	$=$	4135.40	$<$	5917.39		(OK!)
P3 maks	$=$	$\frac{40126.57}{14.00}$	$-$	$\frac{-209386.47}{481.19}$	$+$	$\frac{-68174.59}{40.00}$
	$=$	2866.18	$-$	-435.14	$+$	-1704.36
	$=$	1596.96	$<$	5917.39		(OK!)
P4 maks	$=$	$\frac{40126.57}{14.00}$	$-$	$\frac{-209386.47}{481.19}$	$-$	$\frac{-68174.59}{40.00}$
	$=$	2866.18	$-$	-435.14	$-$	-1704.36
	$=$	5005.69	$<$	5917.39		(OK!)

$$\begin{aligned} Q_{izin} &> P_u \\ 5.917,39 &> 5.005,692 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.917,39}{5.005,69} = 1,182$$

PELAT PONDASI

Cek kapasitas lentur pelat pondasi

Tulangan atas = D32 – 100

$$A_s' = 50.240 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 2000 - 80 - 32 - 0.5(32) \\ &= 1872 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 50.240 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 32 + 0.5(32) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s'(600 - 0.85f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0.85 (31)(0,85)(6250)$$

$$= 139.984,375 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 3.925 (600 - 0.85(31)) - (50.240)(400)$$

$$= 8.724.176 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(50.240)(64)$$

$$= -1.929.216.000 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

$$= \frac{8.724.176 \pm \sqrt{8.724.176^2 - 4 * 139.984,375 * -1.929.216.000}}{2 * 111.987,5}$$

$$c = 90,299 \text{ mm}$$

$$c = -152,622 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 90,299 \text{ mm}$

$$\text{maka posisi } a = 0,85 * c$$

$$= 0,85 * 90,299$$

$$= 76,754 \text{ mm}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$f_s' = 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right)$$

$$= 600 - \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right)$$

$$= 174,75 \text{ MPa}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 174,75 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85f'_c ab \\
 &= 0,85 * 31 * 76,754 * 6250 \\
 &= 12.640.497,32 \text{ N}
 \end{aligned}$$

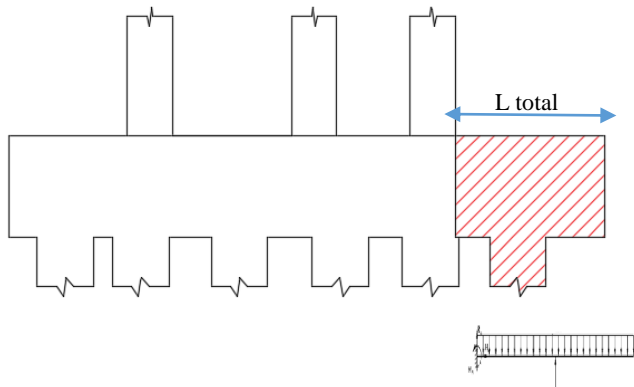
$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f'_c \right] \\
 &= 50.240 \left[600 \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right) - 0,85 * 30 \right] \\
 &= 7.455.502,675 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[12.640.497,32 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 7.455.502,675 (d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 6.061,63 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.33. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX

$$\begin{aligned}
 L_{total} &= 3,12 \text{ m} \\
 L_{tiang} &= 1,05 \text{ m}
 \end{aligned}$$

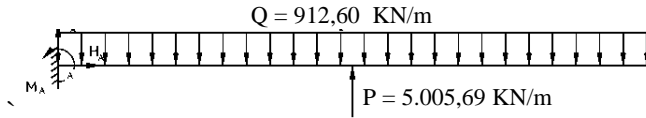
Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 Q_{pilecap} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 19,5 * 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$= 912,60 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{tiang}} = 5.005,69 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{\text{pilecap}} l_{\text{total}} * 0,5 l_{\text{total}} - P_{\text{tiang}} l_{\text{tiang}} \\ &= 912,60 \cdot 3,12 * (0,5 * 3,12) - 5.005,69 \cdot 1,05 \\ &= -814,20 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

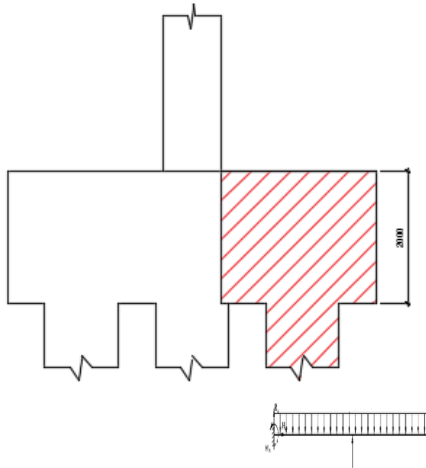
$$\phi M_n > M_u$$

$$6.061,63 > -814,20 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{6.061,63}{-814,20} = 7,445$$

Cek Lentur Arah X



Gambar 7.34. Peninjauan Lentur PC.5 ArahX

$$L_{total} = 3,97 \text{ m}$$

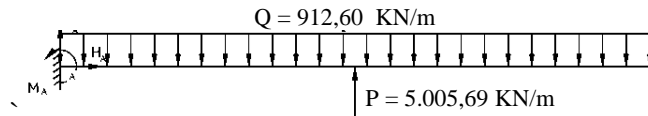
$$L_{tiang} = 1,00 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= B * t * 23,4 \text{KN/m}^3 \\ &= 6,25 * 2 * 23,4 \text{KN/m}^3 \\ &= 292,50 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$P_{tiang} = 5.005,69 \text{ KN}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 292,50 * 3,97 * (0,5 * 3,97) - 5.005,69 * 1,00 \\ &= -2.700,660 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

$$\phi M_n > M_u$$

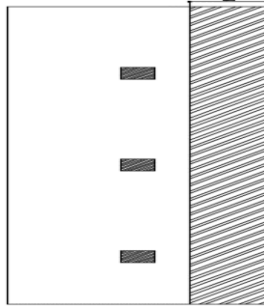
$$6.061,63 > -2.700,66 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{6.061,63}{-2.700,66} = 2,244$$

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.35. Daerah tinjau geser 1 arah PC.14

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0,5D \\
 &= 2000 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\
 &= 1.872 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 1.872 \text{ mm} \\
 h_0 &= 19.500 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\
 &= 1.872 \cdot 19.500 \\
 &= 36.504.000 \text{ mm}^2 \\
 &= 36,504 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 6,25 \cdot 1,872 \\
 &= 11.263,587 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \cdot V_c \\
 &= 0,75 \cdot 11.263,587
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 8.447,690 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

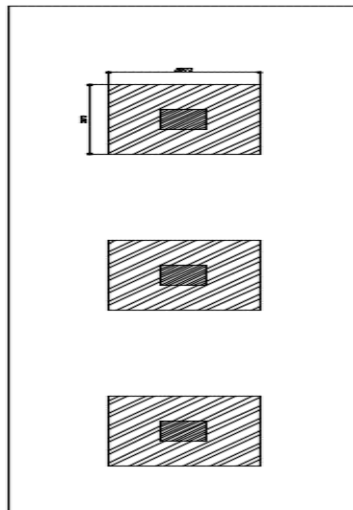
$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{5.005,69}{6,25 \cdot 19,5} \\
 &= 41,072 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u \cdot A_{Tributary} \\
 &= 41,072 \cdot 31,824 \\
 &= 1.499,3 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 8.447,70 &> 1.499,3 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.36. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12

Karena shearwall dan kolom berhimpitan maka untuk memudahkan perhitungan, kolom dan shearwall digabungkan seperti pada gambar yang tidak diarsir.

$$d/2 = 936 \text{ mm}$$

Maka luas daerah yang terbesar ditinjau :

$$\begin{aligned} b_0 &= 2.672 \text{ mm} \\ h_0 &= 2.672 \text{ mm} \\ A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 2.672 * 2.672 \\ &= 7.139.584 \text{ mm}^2 \\ &= 7,139 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{6,25}{19,5} = 0,294$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0,294}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 2,672 \cdot 1.872 \\ &= 17.431,78 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 17.431,78 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 5.229,5 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{Pu}{b \cdot l} \\ &= \frac{5.005,69}{6,25 \cdot 19,5} \\ &= 41,072 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u * A_{\text{tributary}} \\ &= 41,072 * 7,139 \\ &= 293,23 \text{ KN} \end{aligned}$$

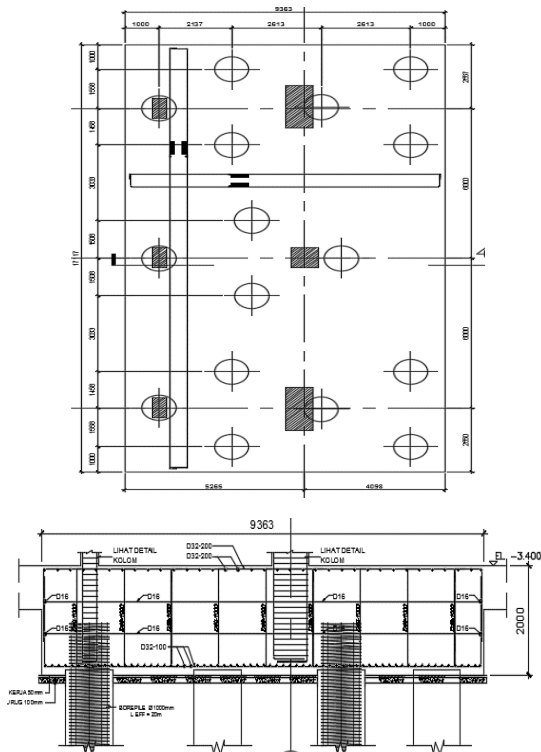
Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

$$5.299,5 > 293,23 \text{ KN (OK!)}$$

7.6.8 Evaluasi PC.16

Pondasi PC.16 merupakan pondasi rakit (raft foundation) dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh beberapa kolom dan *shearwall*.



Gambar 7.37. Pondasi Tipe PC.16

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 9.363 mm
2. Panjang (L) = 17.117 mm

3. Tinggi (H) = 2.000 mm
4. ϕ Atas = ϕ 32-100
5. ϕ Bawah = ϕ 32-100
6. N Tiang = 14 Buah

TIANG PANCANG

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n_1 = 5 tiang (Horizontal)

S tiang = 4000 mm

n_2 = 7 tiang (Vertikal)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{4000} \right)$$

$$= 14,036^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(5-1)2 + (7-1)2}{90 \cdot 5 \cdot 7} \right] 14,036$$

$$= 0,741$$

Maka Q_{ijin} dengan reduksi kelompok menjadi :

$$Q_{ijin} = Q_{ijin} * \eta$$

$$= 7.435,52 * 0,741$$

$$\mathbf{Q_{ijin} = 5.904,15 \text{ KN}}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

SW.2	Joint label :	338
800/1200	P = 2987.2246	KN
	Mx = 345.5063	My = 133.1323
SW.2	Joint label :	340
800/1200	P = 10033.5125	KN
	Mx = 341.6873	My = 119.8869

K1	Joint label :			62
800/800	P =	3124.075		KN
	Mx =	303.6772	My =	414.4216
K4	Joint label :			205
400/800	P =	532.0114		KN
	Mx =	146.6952	My =	93.0757
K4	Joint label :			206
400/800	P =	610.2182		KN
	Mx =	181.3944	My =	99.3979
K4	Joint label :			207
400/800	P =	635.8016		KN
	Mx =	167.7473	My =	94.4211

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B_j \text{ Beton} \\
 &= 9,363 \times 17,117 \times 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 7.500,470 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$\begin{aligned}
 X' &= \frac{P_1 \cdot x + P_2 \cdot x + P_3 \cdot x + \dots + P_n}{\sum P_n} \\
 &= \frac{2.987,22 \cdot 5,1 + 10.033,51 \cdot 5,1 + \dots + 635,80 \cdot 1,01}{2.987,22 + 10.033,51 + \dots + 635,80} \\
 &= 5,226 \text{ m} \\
 \text{ex} &= X' - \frac{B}{2} \\
 &= 5,226 - \frac{9,363}{2} \\
 &= 0,545 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P1 \cdot y + P2 \cdot y + P3 \cdot y + \dots + P_n}{\sum P_n} \\
 &= \frac{2.987,22 \cdot 14,45 + 10.033,51 \cdot 8,5 + \dots + 635,80 \cdot 2,56}{2.987,22 + 10.033,51 + \dots + 635,80} \\
 &= 9,394 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_y &= Y' - \frac{L}{2} \\
 &= 9,394 - \frac{17,117}{2} \\
 &= 0,836 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$\begin{aligned}
 Q &= 2987.22 + 10033.51 + 3124.08 + 532.01 + \\
 &\quad 610.22 + 635.80 + 7.500,47 \\
 &= 25.423,31 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_x &= 345.51 + 341.6 + 303.68 + 146.70 + 181.39 + \\
 &\quad 167.75 + (25.423,31 \cdot 0,545) \\
 &= 15.349,58 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= 133.13 + 119.89 + 414.42 + 93.08 + 99.40 + \\
 &\quad 94.42 + (25.423,31 \cdot 0,836) \\
 &= 22.209,98 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P1 \text{ maks} &= \frac{25423.31}{16.00} + \frac{117040.60}{449.53} + \frac{490618.66}{129.40} \\
 &= 1588.96 + 260.36 + 3791.48 \\
 &= 5640.80 < 5904.16 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 \text{ maks} &= \frac{25423.31}{16.00} + \frac{117040.60}{449.53} - \frac{490618.66}{129.40} \\
 &= 1588.96 + 260.36 - 3791.48 \\
 &= -1942.16 < 5904.16 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3 \text{ maks} &= \frac{25423.31}{16.00} - \frac{117040.60}{449.53} + \frac{490618.66}{129.40} \\
 &= 1588.96 - 260.36 + 3791.48
 \end{aligned}$$

$$= 5120.07 < 5904.16 \quad (\text{OK!})$$

$$\begin{aligned} P4 \text{ maks} &= \frac{25423.31}{16.00} - \frac{117040.60}{449.53} - \frac{490618.66}{129.40} \\ &= 1588.96 - 260.36 - 3791.48 \\ &= -2462.88 < 5904.16 \quad (\text{OK!}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qizin &> Pu \\ 5.904,16 &> 5.640,79 \text{ KN} \quad (\text{OK!}) \end{aligned}$$

$$SF = \frac{Qizin}{Pu} = \frac{5.904,16}{5.640,79} = 1,046$$

PELAT PONDASI

Cek kapasitas lentur pelat pondasi

Tulangan atas = D32 – 100

$$As' = 75.263,53 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0.5D \\ &= 2000 - 80 - 32 - 0.5(32) \\ &= 1872 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$As' = 75.263,53 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 32 + 0.5(32) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0,85 (31)(0,85)(9363) \\ = 209.707,79 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 3.925 (600 - 0,85(31)) - (75.263,53)(400) \\ = 13.069.513,58 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(75.263,53)(64) \\ = -1.445.059.953 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\ = \frac{13.069.513 \pm \sqrt{13.069.513,58^2 - 4 \cdot 209.707,79 \cdot -1.445.059.953}}{2 \cdot 209.707,79}$$

$$c = 90,293 \text{ mm}$$

$$c = -152,621 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 90,299 \text{ mm}$

maka posisi $a = 0,85 * c$

$$= 0,85 * 90,299$$

$$= 76,754 \text{ mm}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$f_s' = 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right)$$

$$= 600 - \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right)$$

$$= 174,747 \text{ MPa}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 174,747 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85f_c'ab \\ &= 0,85 * 31 * 76,754 * 9363 \\ &= 18.936.476,23 \text{ N} \end{aligned}$$

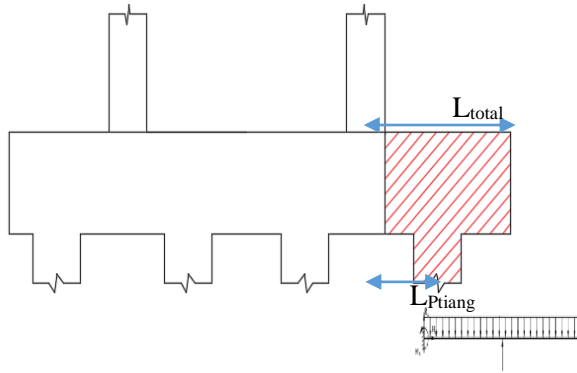
$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f_c' \right] \\ &= 50.240 \left[600 \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right) - 0,85 * 30 \right] \\ &= 11.168.939,45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\ &= \phi \left[12.640.497,32 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 7.455.502,675(d - d') \right] \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 6.130,79 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Evaluasi beban lentur ditinjau dengan memodelkan pilecap sebagai perletakan jepit – bebas (kantilever) dengan tumpuan pada kolom struktur dan beban yang terjadi adalah berat sendiri pilecap dan Pmaks pada tiang pancang sehingga lentur terbesar yang terjadi ada pada ujung pilecap.

Tinjau Arah X**Gambar 7.38.** Peninjauan Lentur PC.16 arah X

$$L_{total} = 2,5 \text{ m}$$

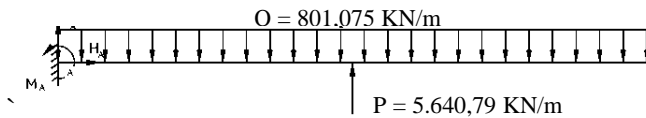
$$L_{tiang} = 1 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= L_{total} * H * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 2,5 * 17,117 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 801,075 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{tiang} &= P_{maks} \\ &= 5.640,79 \text{ KN} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 801,075 * 2,5 * (0,5 * 2,5) - 5.640,79 * 1,00 \\ &= -2.416,23 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

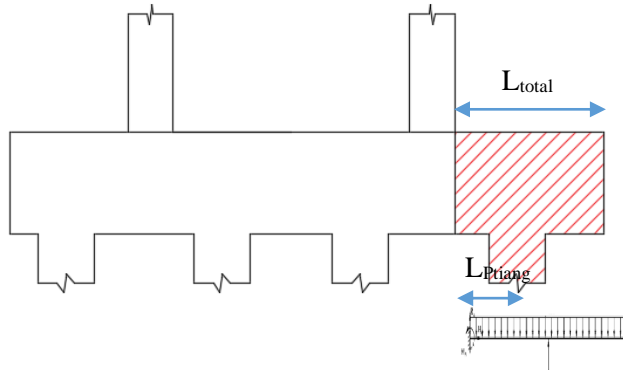
$$\phi M_n > M_u$$

$$6.130,798 > -3.137,43 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{6.130,798}{-3.137,43} = 1,954$$

Tinjau Arah Y



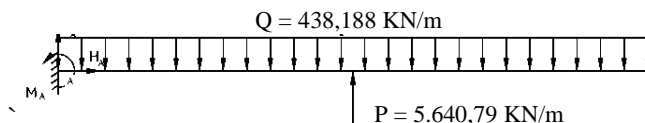
Gambar 7.39. Peninjauan Lentur PC.16 arah X

$$\begin{aligned} L_{total} &= 2,5 \text{ m} \\ L_{tiang} &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{pilecap} &= L_{total} * B * 23,4 \text{KN/m}^3 \\ &= 2,5 * 9,363 * 23,4 \text{KN/m}^3 \\ &= 438,188 \text{ KN/m} \\ P_{tiang} &= P_{maks} \\ &= 5.640,79 \text{KN} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma Ma &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 438,188 \cdot 2,5 * (0,5 * 2,5) - 5.640,79 * 1.00 \\ &= -4.271,46 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

$$\phi Mn > Mu$$

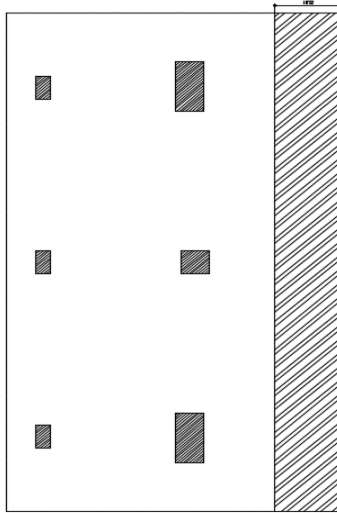
$$6.130,798 > -4.271,46 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{6.130,798}{-4.271,46} = 1,435$$

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.40. Daerah tinjau geser 1 arah PC.14

$$\begin{aligned}d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 2000 - 80 - 32 - 0,5 * 32 \\ &= 1.872 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$b_0 = 1.872 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 17.117 \text{ mm} \\
 A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\
 &= 1.872 * 17.117 \\
 &= 32.043.024 \text{ mm}^2 \\
 &= 32,043 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 9.363 \cdot 1,872 \\
 &= 16.873,75 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 * V_c \\
 &= 0,75 * 16.873,75
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 12.655,316 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

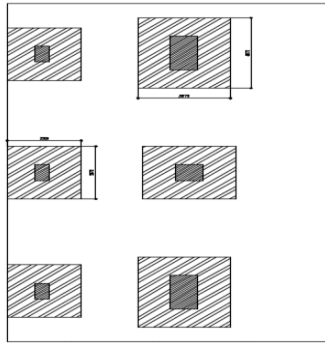
$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\
 &= \frac{5.640,79}{6,25 \cdot 19,5} \\
 &= 35,196 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= Q_u * A_{\text{Tributary}} \\
 &= 35,196 * 32,043 \\
 &= 1.127,8 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

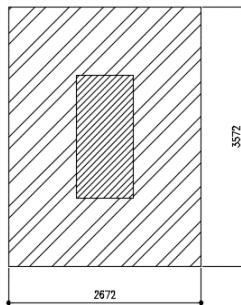
$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 12.655,31 &> 1.127,8 \text{ KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.41. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12

$$d/2 = 936 \text{ mm}$$



Maka luas daerah yang terbesar ditinjau :

$$b_0 = 2.672 \text{ mm}$$

$$h_0 = 3.572 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 2.672 * 2.672 \\ &= 9.544.384 \text{ mm}^2 \\ &= 9,544 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{9,363}{17,117} = 0,547$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0,547}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 2,672 \cdot 1.872 \\ &= 13.829,150 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 13.829,150 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 4.148,70 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\ &= \frac{5.640,79}{6,25 \cdot 19,5} \\ &= 35,196 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

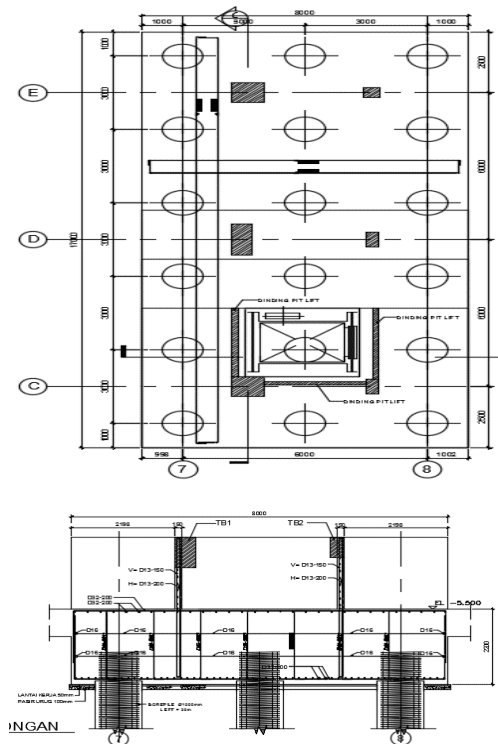
$$\begin{aligned} V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 35,196 * 9,544 \\ &= 335,93 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 4.148,7 &> 335,93 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

7.6.9 Evaluasi PC.18

Pondasi PC.18 merupakan pondasi rakit (raft foundation) dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh beberapa kolom.



Gambar 7.42. Pondasi Tipe PC.12

Spesifikasi Pilecap :

1. Lebar (B) = 8.000 mm
2. Panjang (L) = 17.000 mm
3. Tinggi (H) = 2.200 mm
4. ϕ Atas = $\phi 32-100$
5. ϕ Bawah = $\phi 32-100$
6. N Tiang = 18 Buah

TIANG PANCANG

Menentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n1 = 3 tiang (Horizontal)

S tiang = 3000 mm

n2 = 6 tiang (Vertikal)

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Tan}^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \text{Tan}^{-1} \left(\frac{1000}{3000} \right) \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(3-1)2 + (6-1)2}{90 \cdot 3 \cdot 6} \right] 18,435 \\ &= 0,692 \end{aligned}$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ijin} * \eta \\ &= 6.691,96 * 0,692 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Q_{ijin} = 4635.86 \text{ KN}}$$

Cek ketahanan material tiang pancang :

Apabila nilai dari daya dukung tanah izin (Qizin) melebihi nilai allowable axial loads ($P_{\text{allowable}}$) dari tiang pancang, maka pada kedalaman rencana tersebut tiang pancang akan mengalami retak atau pecah, untuk itu harus dilakukan kontrol sebagai berikut :

$$Q \text{ izin} < P_{\text{allowable}}$$

$$4.635,86 \text{ KN} < 6140 \text{ KN (OK!)}$$

Maka untuk evaluasi digunakan Q izin = 5.325,64 KN

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

OUTPUT ETABS KOLOM DAN SHEARWALL

K.1A	Joint label :	85
800/800	P = 7625.0699	KN
	Mx = 343.7156	My = 296.3006
K.4A	Joint label :	228
400/1250	P = 9530.1596	KN
	Mx = 358.4941	My = 346.9487
K.1A	Joint label :	236
800/800	P = 8286.5369	KN
	Mx = 690.781	My = 142.2881
K.3	Joint label :	140
400/400	P = 1148.276	KN
	Mx = 26.4098	My = 38.626
K.5A	Joint label :	142
300/600	P = 1765.5708	KN
	Mx = 30.4968	My = 39.477
K.5A	Joint label :	142
300/600	P = 1765.5708	KN
	Mx = 30.4968	My = 39.477

CEK JARAK TITIK PUSAT TIANG PANCANG				
TP	x	x ²	y	y ²
	m	m ²	m	m ²
1	1.6	2.56	7.6	57.76
2	1.7	2.89	7.6	57.76
3	4.6	21.16	7.6	57.76
4	1.6	2.56	4.6	21.16
5	1.7	2.89	4.6	21.16
6	4.6	21.16	4.6	21.16
7	1.6	2.56	1.7	2.89
8	1.7	2.89	1.7	2.89
9	4.6	21.16	1.7	2.89
10	1.6	2.56	7.6	57.76

11	1.7	2.89	7.6	57.76
12	4.6	21.16	7.6	57.76
13	1.6	2.56	4.6	21.16
14	1.7	2.89	4.6	21.16
15	4.6	21.16	4.6	21.16
16	1.6	2.56	1.7	2.89
17	1.7	2.89	1.7	2.89
18	4.6	21.16	1.7	2.89
$\Sigma X^2 =$		159.66	$\Sigma Y^2 =$	490.86

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B_j \text{ Beton} \\
 &= 9,363 \times 17,117 \times 2 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 7.500,470 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$\begin{aligned}
 X' &= \frac{P1 \cdot x + P2 \cdot x + P3 \cdot x + \dots + Pn}{\Sigma Pn} \\
 &= \frac{7625.06 \cdot 2,59 + 9530.50 \cdot 2,59 + \dots + 1442.28 \cdot 2,59}{7625.06 + 9530.50 + \dots + 1442.28} \\
 &= 2,598 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ex &= X' - \frac{B}{2} \\
 &= 2,598 - \frac{8}{2} \\
 &= -1,402 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P1 \cdot y + P2 \cdot y + P3 \cdot y + \dots + Py}{\Sigma Pn} \\
 &= \frac{7625.06 \cdot 2,5 + 9530.50 \cdot 8,5 + \dots + 1442.28 \cdot 14,5}{7625.06 + 9530.50 + \dots + 1442.28} \\
 &= 8,69 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ey &= Y' - \frac{L}{2} \\
 &= 8,69 - \frac{17}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 0,192 \text{ m}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$\begin{aligned} Q &= 7625.0699 + 9530.1596 + 8286.5369 + \\ &1148.276 + 1765.5708 + 1442.2854 + 7500,4 \\ &= 36.799,52 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 343.71 + 358.49 + 690.78 + 26.40 + 30.49 + \\ &24.14 + (36.799,52 * -1.4,02) \\ &= -50.118,89 \text{ KN -m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 296.30 + 346.94 + 142.28 + 38.626 + 39.477 + \\ &40.2653 + (36.799,52 * 0,192) \\ &= 7.983,73 \text{ KN -m} \end{aligned}$$

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{x^2}$$

$$\begin{aligned} P1_{maks} &= \frac{36799.53}{18} + \frac{-380903.5891}{490.86} + \frac{168935.8}{159.66} \\ &= 2044.418 + -775.9923177 + 1058.097 \\ &= 2326.523 < 4635.867 \quad (\text{OK!}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2_{maks} &= \frac{36799.53}{18} + \frac{-380903.5891}{490.86} - \frac{168935.8}{159.66} \\ &= 2044.418 + -775.9923177 - 1058.097 \\ &= 210.3286 < 4635.867 \quad (\text{OK!}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P3_{maks} &= \frac{36799.53}{18} - \frac{-380903.5891}{490.86} + \frac{168935.8}{159.66} \\ &= 2044.418 - -775.9923177 + 1058.097 \\ &= 3878.508 < 4635.867 \quad (\text{OK!}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P4_{maks} &= \frac{36799.53}{18} - \frac{-380903.5891}{490.86} - \frac{168935.8}{159.66} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2044.418 - -775.9923177 - 1058.097 \\
 &= 1762.313 < 4635.867 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

PELAT PONDASI

Cek kapasitas lentur pelat pondasi

Tulangan atas = D32 – 100

$$A_s' = 64.307,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0.5D \\
 &= 2200 - 80 - 32 - 0.5(32) \\
 &= 2072 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 64.307,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= s + D + 0.5D \\
 &= 80 + 32 + 0.5(32) \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned}
 K_1 &= 0.85 (31)(0.85)(8000) \\
 &= 179.180 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_2 &= 3.925 (600 - 0.85(31)) - (64.307,2)(400) \\
 &= 11.166.945,28 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$K_3 = -600(64.307,2)(64) \\ = -2.469.396.480 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\ = \frac{11.166.945,28 \pm \sqrt{11.166.945,28^2 - 4 \cdot 179.180 \cdot (-2.469.396.480)}}{2 \cdot 179.180}$$

$$c = 90,293 \text{ mm}$$

$$c = -152,621 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 90,299 \text{ mm}$

$$\text{maka posisi } a = 0,85 * c \\ = 0,85 * 90,299 \\ = 76,754 \text{ mm}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$f_s' = 600 - \left(\frac{c-d'}{c} \right) \\ = 600 - \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right) \\ = 174,747 \text{ MPa}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 174,747 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$C_c = 0,85 f_c' ab \\ = 0,85 * 31 * 76,754 * 8000 \\ = 16.179.836,58 \text{ N}$$

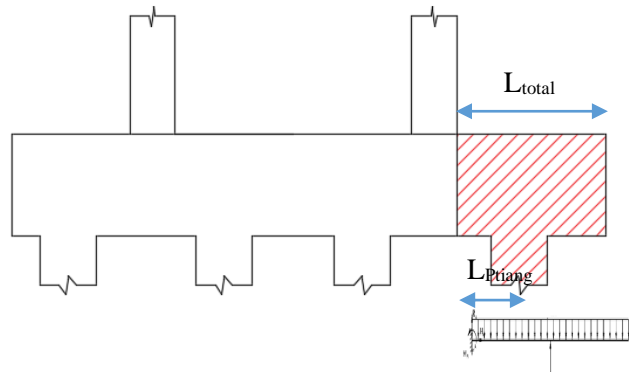
$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85f_c' \right] \\
 &= 64.307,2 \left[600 \left(\frac{90,299-64}{90,299} \right) - 0,85 \cdot 30 \right] \\
 &= 9.543.043,425 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s(d - d') \right] \\
 &= \phi \left[16.179.836,58 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 9.543.043(d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 6.781,065 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban lentur yang terjadi!

Tinjau Arah X



Gambar 7.43. Peninjauan Lentur PC.18 arah X

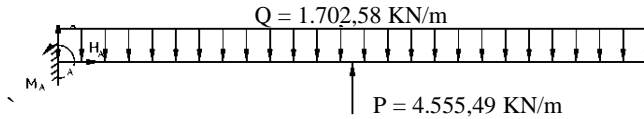
$$\begin{aligned}
 L_{total} &= 4,28 \text{ m} \\
 L_{tiang} &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 \text{Qpilecap} &= L_{total} * H * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 4.28 * 17 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 1.702,58 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{tiang} &= P_{maks} \\
 &= 4.555,49 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma M_a &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\ &= 1.702,58 \cdot 2,5 \cdot (0,5 * 2,5) - 4.555,49 \cdot 2.00 \\ &= 6.483,30 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

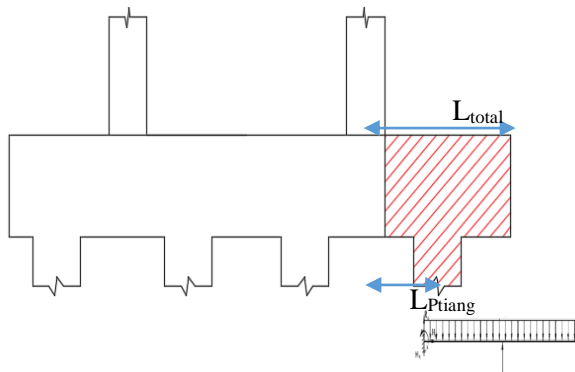
$$\phi Mn > Mu$$

$$6.781,065 > 6.483,30 \text{ KN (OK!)}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{6.781,065}{6.483,30} = 1,045$$

Tinjau Arah Y



Gambar 7.44. Peninjauan Lentur PC.16 arah Y

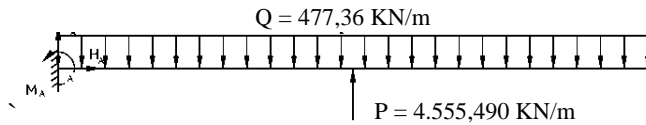
$$L_{total} = 2,5 \text{ m}$$

$$L_{tiang} = 1,5 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 Q_{pilecap} &= L_{total} * B * 23,4 \text{KN/m}^3 \\
 &= 2,55 * 8 * 23,4 \text{KN/m}^3 \\
 &= 477,36 \text{KN/m} \\
 P_{tiang} &= P_{maks} \\
 &= 4.555,490 \text{KN}
 \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_A &= Q_{pilecap} l_{total} * 0,5 l_{total} - P_{tiang} l_{tiang} \\
 &= 477,36 * 2,5 * (0,5 * 2,5) - 4918,9 * 1,00 \\
 &= -5.281,21 \text{KN-m}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas momen!

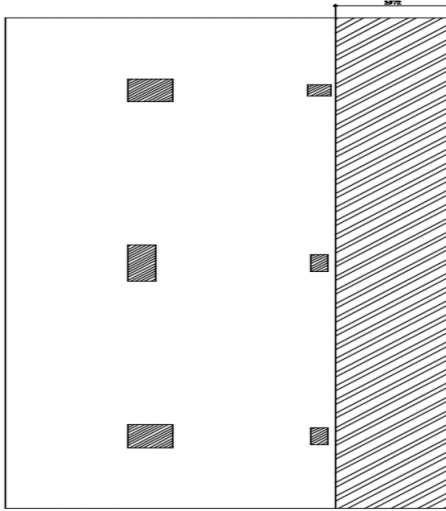
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 6.781,065 &> -5.281,21 \text{KN (OK!)}
 \end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{6.781,065}{-5.281,21} = 1,284$$

Cek geser satu arah dan dua arah

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.45. Daerah tinjau geser 1 arah PC.18

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 2200 - 80 - 32 - 0,5 \cdot 32 \\ &= 2.072 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned} b_0 &= 2.072 \text{ mm} \\ h_0 &= 17.000 \text{ mm} \\ A_{\text{tributary}} &= b_0 \cdot h_0 \\ &= 2.072 \cdot 17.000 \\ &= 35.224.000 \text{ mm}^2 \\ &= 35,224 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 8000 \cdot 2,072$$

$$= 15.931,823 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0,75 * V_c$$

$$= 0,75 * 15.931,823$$

$$\phi V_n = 11.948,866 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

$$Q_u = \frac{P_u}{b \cdot l}$$

$$= \frac{2.761,26}{8 \cdot 17}$$

$$= 20,303 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = Q_u * A_{Tributary}$$

$$= 20,303 * 35,224$$

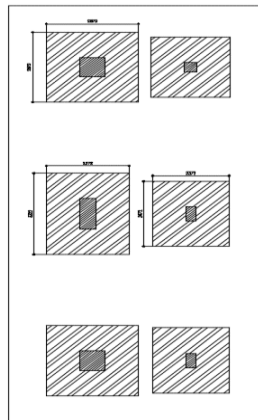
$$= 715,1664 \text{ KN}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

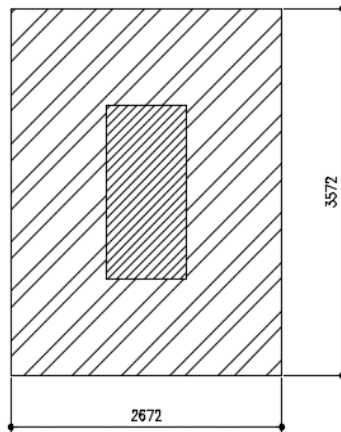
$$11.949,86 > 201,750 \text{ KN (OK!)}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.46. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12

$$d/2 = 1036 \text{ mm}$$



Maka luas daerah yang terbesar ditinjau :

$$b_0 = 2.672 \text{ mm}$$

$$h_0 = 3.572 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 2.672 * 2.672 \\ &= 9.544.384 \text{ mm}^2 \\ &= 9,544 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{9,363}{17,117} = 0,547$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0,547}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 2,672 \cdot 1.872 \\ &= 13.829,150 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 13.829,150\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 4.148,70 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

$$\begin{aligned}Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\ &= \frac{2.761,26}{8 \cdot 17} \\ &= 20,303 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

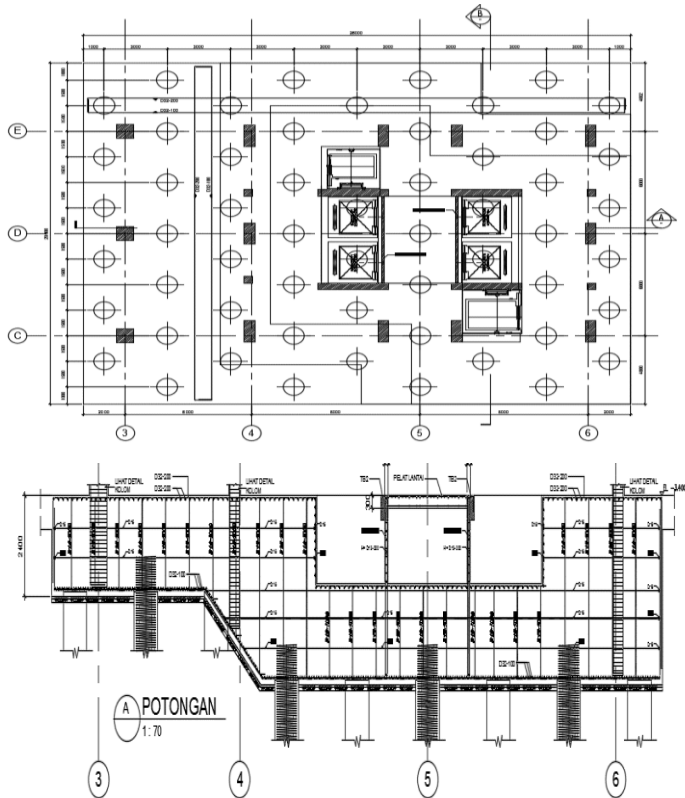
$$\begin{aligned}V_u &= Q_u * A_{Tributary} \\ &= 6,296 * 9,544 \\ &= 60,094 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 4.148,7 &> 60,904 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

7.6.10 Evaluasi PC.58

Pondai PC.58 merupakan pondasi rakit (raft foundation) terbesar dengan tiang pancang yang terbebani secara eksentris oleh beberapa kolom dan *shearwall*.



Gambar 7.47. Pondasi Tipe PC.58

Spesifikasi Pilecap :

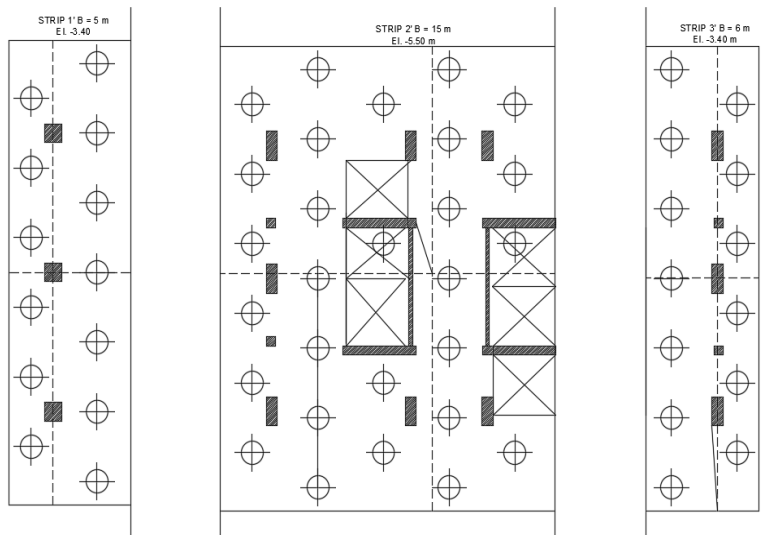
1. Lebar (B) = 26.000 mm
2. Panjang (L) = 20.000 mm
3. Tinggi (H) = 2.400 mm
4. ϕ Atas = $\phi 32-100$

5. ϕ Bawah = $\phi 32-100$
 6. N Tiang = 32 Buah

Spesifikasi Tiang Pancang :

1. Diameter (D) = 1000 mm
 $A_p = \frac{1}{4} * \pi * 1000^2$
 $= 785.000 \text{ mm}^2$
2. Panjang (L) = 20.000 mm
 $A_s = \pi * 1000 * 20.000$
 $= 62.800.000 \text{ mm}^2$
3. Kedalaman = 20.000 mm
4. ϕ Long. = 25 D16
5. ϕ Spiral = $\phi 13-60$

Untuk menyederhanakan perhitungan, maka pondasi dibagi menjadi tiga bagian (strip) berdasarkan elevasi dan ketebalan pelatnya sebagai berikut :



Gambar 7.48. Pembagian strip pondasi PC. 58**TIANG PANCANG****STRIP-1 (B = 5 m)**Menentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n1 = 2 tiang (Horizontal)

S tiang = 3000 mm

n2 = 6 tiang (Vertikal)

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Tan}^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \text{Tan}^{-1} \left(\frac{1000}{3000} \right) \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 6} \right] 18,435 \\ &= 0,726 \end{aligned}$$

Maka Qijin dengan reduksi kelompok menjadi :

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= Q_{ijin} * \eta \\ &= 7.435,52 * 0,726 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Q_{ijin} = 5.404,803 \text{ KN}}$$

Cek kapasitas terhadap beban ultimate!

K.1A	Joint label :	247
800/800	P = 6283.2488	KN
	Mx = 251.0477	My = 342.8689
K.1A	Joint label :	241
800/800	P = 5531.6238	KN
	Mx = 276.6636	My = 352.4688
	Joint label :	233

K.1A

800/800

P =

6377.0647

KN

Mx =

287.0859

My =

365.0957

CEK JARAK TITIK PUSAT TIANG PANCANG				
TP	x	x ²	y	y ²
	m	m ²	m	m ²
1	2	4	9	81
2	1.2	1.44	7.8	60.84
3	2	4	6	36
4	1.2	1.44	4.8	23.04
5	2	4	3	9
6	1.2	1.44	1.8	3.24
7	2	4	0	0
8	1.2	1.44	1.8	3.24
9	2	4	3	9
10	1.2	1.44	4.8	23.04
11	2	4	6	36
12	1.2	1.44	7.8	60.84
13	2	4	9	81
	$\Sigma X^2 =$	36.64	$\Sigma Y^2 =$	426.24

Q Pelat

 $= p \times l \times t \times B_j \text{ Beton}$ $= 5 \times 20 \times 2,4 \times 23,4 \text{ KN/m}^3$ $= 5.736 \text{ KN}$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$X' = \frac{P_1 \cdot x + P_2 \cdot x + P_3 \cdot x + \dots + P_n}{\Sigma P_n}$$

$$= \frac{5852.24 \cdot 2 + 5547.32 \cdot 2 + 6793.87 \cdot 2}{5852.24 + 5547.32 + 6793.87}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \text{ m} \\
 \text{ex} &= X' - \frac{B}{2} \\
 &= 2 - \frac{5}{2} \\
 &= -0,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P1 \cdot y + P2 \cdot y + P3 \cdot y + \dots + Py}{\sum Pn} \\
 &= \frac{5852.24 \cdot 4 + 5547.32 \cdot 10 + 6793.87 \cdot 6}{5852.24 + 5547.32 + 6793.87} \\
 &= 10,310 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ey} &= Y' - \frac{L}{2} \\
 &= 10,310 - \frac{20}{2} \\
 &= 0,310 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$\begin{aligned}
 Q &= 5852.24 + 5547.32 + 6793.87 + 5.736 \\
 &= 23.929,44 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mx &= 663.45 + 618.93 + 688.74 + (23.929,44 \cdot -0,5) \\
 &= -9993,59 \text{ KN -m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 My &= 194.83 + 190.15 + 168.30 + (23.929,44 \cdot 0,310) \\
 &= 7.984,32 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap beban terjadi!

$$\frac{P}{\text{maks}} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\text{max}}}{y^2} \pm \frac{My \cdot X_{\text{max}}}{x^2}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{23929.45}{13} + \frac{-89942.3262}{426.24} + \frac{31937.29}{36.64} \\
 \text{maks} &= 1840.727 + -211.0133404 + 871.651 \\
 &= 2501.364 < 5404.80 \quad \text{(OK!)} \\
 &= \underline{23929.45} + \underline{-89942.3262} - \underline{31937.29}
 \end{aligned}$$

	P2				
maks	13	426.24		36.64	
	= 1840.727	+ -211.0133404	-	871.651	
	= 758.0624	< 5404.80		(OK!)	
maks	13	426.24		36.64	
	= 1840.727	- -211.0133404	+	871.651	
	= 2923.391	< 5404.80		(OK!)	
maks	13	426.24		36.64	
	= 1840.727	- -211.0133404	-	871.651	
	= 1180.089	< 5404.80		(OK!)	

STRIP-2 (B = 15 m)

Menentukan daya dukung tiang pancang

Cek reduksi tiang kelompok

Menggunakan perumusan Converse Labare di mana :

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

Konfigurasi tiang :

n1 = 5 tiang (Horizontal)

S tiang = 3000 mm

n2 = 6 tiang (Vertikal)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$= \tan^{-1} \left(\frac{1000}{3000} \right)$$

$$= 18,435^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(5-1)2 + (6-1)2}{90 \cdot 5 \cdot 6} \right] 18,435$$

$$= 0,665$$

Joint label :

242

K4	<hr/>		
500/1250	P =	5337.2534	KN
	Mx =	582.3531	My = 172.0573
K4	Joint label :		244
500/1250	<hr/>		
	P =	6587.98	KN
	Mx =	632.4716	My = 148.6662
K4	Joint label :		247
500/1250	<hr/>		
	P =	6283.2488	KN
	Mx =	251.0477	My = 342.8689
K.4	Joint label :		80
500/1250	<hr/>		
	P =	5070.094	KN
	Mx =	645.677	My = 186.9062
SW.1	Joint label :		53
3343/400	<hr/>		
	P =	5107.6929	KN
	Mx =	559.5293	My = 149.5156
SW.1	Joint label :		55
3343/400	<hr/>		
	P =	5254.7101	KN
	Mx =	557.7269	My = 160.7262
K.4	Joint label :		325
500/1250	<hr/>		
	P =	5020.7194	KN
	Mx =	634.9606	My = 169.3999
K.4	Joint label :		326
500/1250	<hr/>		
	P =	2880.8225	KN
	Mx =	618.9853	My = 163.2238
SW.1	Joint label :		328
3343/400	<hr/>		
	P =	3115.3413	KN
	Mx =	615.48223	My = 164.46716
SW.1	Joint label :		324
3343/400	<hr/>		
	P =	5632.2182	KN

	$M_x =$	613.49959	$M_y =$	176.79882
K.4	Joint label :			344
500/1250	$P =$	5840.4174		KN
	$M_x =$	396.857	$M_y =$	443.5121

CEK JARAK TITIK PUSAT TIANG PANCANG				
TP	x	x ²	y	y ²
	m	m ²	m	m ²
1	5.2	27.04	8.8	77.44
2	0.8	0.64	8.8	77.44
3	8.2	67.24	7.3	53.29
4	2.2	4.84	7.3	53.29
5	3.8	14.44	7.3	53.29
6	5.02	25.2004	5.8	33.64
7	0.5	0.25	5.8	33.64
8	8.2	67.24	4.3	18.49
9	3.8	14.44	4.3	18.49
10	5.2	27.04	2.8	7.84
11	0.8	0.64	2.8	7.84
12	8.2	67.24	1.25	1.5625
13	2.2	4.84	1.25	1.5625
14	3.8	14.44	1.25	1.5625
15	5.2	27.04	0.2	0.04
16	0.8	0.64	0.2	0.04
17	8.2	67.24	1.69	2.8561
18	5.02	25.2004	3.19	10.1761
19	0.5	0.25	3.19	10.1761
20	8.2	67.24	4.6	21.16
21	2.2	4.84	4.6	21.16

22	5.02	25.2004	6.19	38.3161
23	0.5	0.25	6.19	38.3161
24	8.2	67.24	7.6	57.76
25	2.2	4.84	7.6	57.76
26	3.8	14.44	7.6	57.76
27	5.2	27.04	9.19	84.4561
28	0.8	0.64	9.19	84.4561
		$\Sigma X^2 =$	$\Sigma Y^2 =$	
		667.6312	923.8102	

$$\begin{aligned}
 Q \text{ Pelat} &= p \times l \times t * B J \text{ Beton} \\
 &= 15 \times 20 \times 2,4 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 16.848 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Cek eksentrisitas beban!

Eksentrisitas arah X

$$\begin{aligned}
 X' &= \frac{P_1 \cdot x + P_2 \cdot x + P_3 \cdot x + \dots + P_n}{\Sigma P_n} \\
 &= \frac{8.065,2 \cdot 2,3 + 5.062,5 \cdot 2,3 + 8.379,41 \cdot 2,3 + \dots + 6.697,1 \cdot 12,2}{8.065,2 + 5.062,5 + 8.379,41 + \dots + 6.697,1} \\
 &= 8,149 \text{ m} \\
 e_x &= 8.149 - \frac{B}{2} \\
 &= 8,149 - \frac{15}{2} \\
 &= 0,649 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas arah Y

$$\begin{aligned}
 Y' &= \frac{P_1 \cdot y + P_2 \cdot y + P_3 \cdot y + \dots + P_y}{\Sigma P_n} \\
 &= \frac{8.065,2 \cdot 4,2 + 5.062,5 \cdot 10 + 8.379,41 \cdot 15,7 + \dots + 6.697,1 \cdot 4,2}{8.065,2 + 5.062,5 + 8.379,41 + \dots + 6.697,1} \\
 &= 9,945 \text{ m} \\
 e_y &= Y' - \frac{L}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 10,310 - \frac{20}{2}$$

$$= -0,054 \text{ m}$$

Maka beban kolom gabungan menjadi :

$$Q = 5337.25 + 6587.98 + 6283.25 + 5107.69$$

$$+ 5254.71 + 5070.09 + 5020.72 + 2880.82$$

$$+ 3115.34 + 5632.22 + 5840.42 + 16.848$$

$$= 75.617,850 \text{ KN}$$

$$M_x = 287.09 + 596.47 + 276.66 + 582.35 + 632.47 +$$

$$251.05 + 559.53 + 557.73 + 645.68 + 634.96 +$$

$$618.99 + 632.11 + 395.65 + (75.617,85 * 0,649)$$

$$= 384225,14 \text{ KN -m}$$

$$M_y = 365.10 + 181.49 + 352.47 + 172.06 + 148.67 +$$

$$342.87 + 149.52 + 160.73 + 186.91 + 169.40 +$$

$$163.22 + 168.71 + 457.12 + (75.617,85 * -0,054)$$

$$= 7.984,32 \text{ KN-m}$$

Cek terhadap beban terjadi!

P1	=	<u>92465.850</u>	+	<u>613198.969</u>	+	<u>-137744.794</u>
maks		28.000		923.810		667.631
	=	3302.352	+	663.772	+	-206.319
	=	3759.805	<	5404.803		(OK!)

P2	=	<u>92465.850</u>	+	<u>613198.969</u>	-	<u>-137744.794</u>
maks		28.000		923.810		667.631
	=	3302.352	+	663.772	-	-206.319
	=	4172.442	<	5404.803		(OK!)

P3	=	<u>92465.850</u>	-	<u>613198.969</u>	+	<u>-137744.794</u>
maks		28.000		923.810		667.631
	=	3302.352	-	663.772	+	-206.319
	=	2432.262	<	5404.803		(OK!)

$$\begin{aligned}
 P4 &= \frac{92465.850}{28.000} - \frac{613198.969}{923.810} - \frac{-137744.794}{667.631} \\
 \text{maks} &= 3302.352 - 663.772 - (-206.319) \\
 &= 2844.899 < 5404.803 \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &> P_u \\
 5.404,80 &> 4.172,44 \text{ KN} \quad \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

$$SF = \frac{Q_{izin}}{P_u} = \frac{5.404,80}{4.172,44} = 1,295$$

PILECAP

Cek kapasitas lentur pilecap

Tulangan atas = D32 – 100

$$A_s' = 104.499,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= H - s - D - 0.5D \\
 &= 2400 - 80 - 32 - 0.5(32) \\
 &= 2272 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan bawah = D32 – 100

$$A_s' = 104.499,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= s + D + 0.5D \\
 &= 80 + 32 + 0.5(32) \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$K_1 = 0,85 (31)(0,85)(26.000) \\ = 582.335 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 104.499,2 (600 - 0,85(31)) - (104.499,2)(400) \\ = 78.092.252,16 \text{ MPa}$$

$$K_3 = -600(104.499,2)(64) \\ = -8.025.538.560 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \\ = \frac{78.092.252,16 \pm \sqrt{78.092.252,16^2 - 4 * 582.33 * -8.025.538.560}}{2 * 582.33}$$

$$c = 68,1432 \text{ mm}$$

$$c = -202,245 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 68,143 \text{ mm}$

maka posisi $a = 0,85 * c$

$$= 0,85 * 68,143$$

$$= 57,92 \text{ mm}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$f_s' = 600 * \left(\frac{c-d'}{c} \right)$$

$$= 600 * \left(\frac{68,143-64}{68,143} \right)$$

$$= 36,481 \text{ MPa}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > 36,481 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' ab \\ &= 0,85 * 31 * 57,992 * 22000 \\ &= 39.682.216,71 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\ &= 208998,4 \left[600 \left(\frac{68,143-64}{90,299} \right) - 0,85 * 30 \right] \\ &= 2.117.463,285 \text{ N} \end{aligned}$$

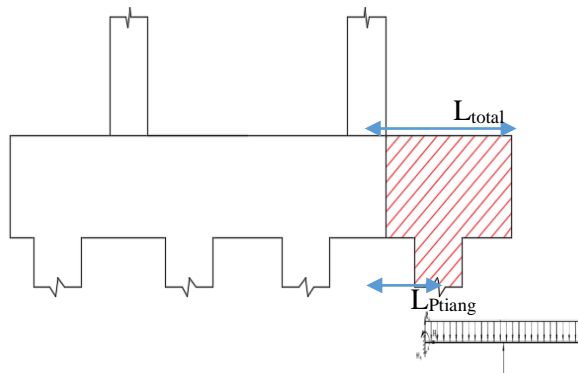
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\ &= \phi \left[39.682.216,71 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + 2.117.463,2(d - d') \right] \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 7.663,866 \text{ KN-m}$$

Evaluasi lentur yang terjadi!

TINJAU STRIP 2

Tinjau Arah X



Gambar 7.49. Peninjauan Lentur PC.58 arah X

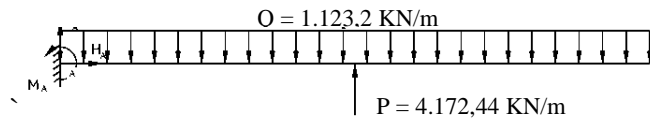
$$\begin{aligned} L_{\text{total}} &= 3,07 \text{ m} \\ L_{\text{tiang}} &= 1,80 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{\text{pilecap}} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 20 * 2,4 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 1.123,2 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P_{\text{maks}} \\ &= 4.172,442 \text{ KN} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= Q_{\text{pilecap}} l_{\text{total}} * 0,5 l_{\text{total}} - P_{\text{tiang}} l_{\text{tiang}} \\ &= 1.123,2 * 3,07 * (0,5 * 3,07) - 4.172 * 1,80 \\ &= -2.217,371 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

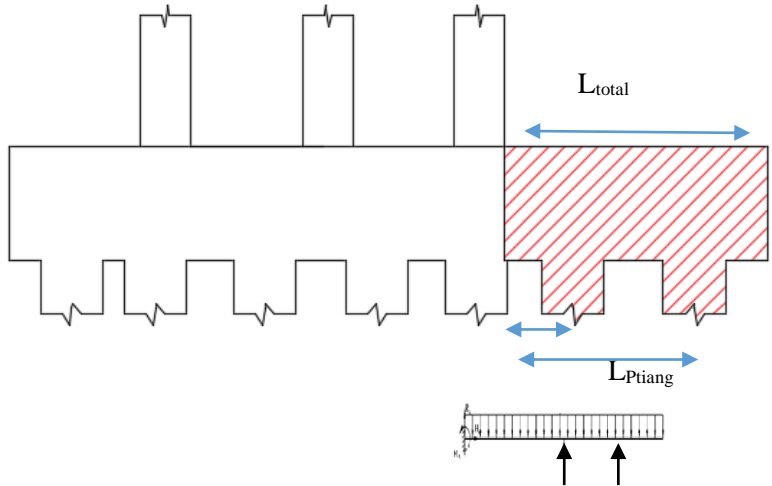
Cek terhadap kapasitas momen!

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 7.663,86 &> 2.217,371 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{7.663,86}{2.217,37} = 3,546$$

Tinjau Arah Y



Gambar 7.50. Peninjauan Lentur PC.16 arah X

$$L_{total} = 4,27 \text{ m}$$

$$L_{\text{tiang -1}} = 2,50 \text{ m}$$

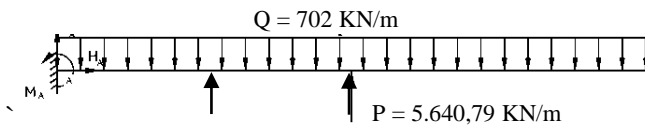
$$L_{\text{tiang -2}} = 1,00 \text{ m}$$

Beban yang terjadi :

$$\begin{aligned} Q_{\text{pilecap}} &= H * t * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 15 * 2,4 * 23,4 \text{ KN/m}^3 \\ &= 702 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P_{\text{maks}} \\ &= 4.172,44 \text{ KN} \end{aligned}$$

Permodelan :



Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= Q_{\text{pilecap}} l_{total} * 0,5 l_{total} - \sum P_{\text{tiang}} l_{\text{tiang}} \\ &= 702 * 4,27 * (0,5 * 4,27) - (4.172,4 * 2,5) - (4.172,4 * 1) \\ &= -6.118 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

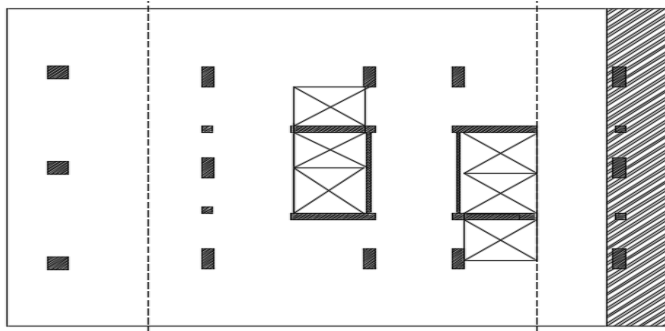
Cek terhadap kapasitas momen!

$$\begin{aligned}\phi Mn &> Mu \\ 7.663,86 &> -6.118,57 \text{ KN (OK!)}\end{aligned}$$

Safety Factor :

$$SF = \frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{7.663,86}{-6.118,57} = 1,252$$

a. GESER SATU ARAH



Gambar 7.51. Daerah tinjau geser 1 arah PC.18

$$\begin{aligned}d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 2400 - 80 - 32 - 0,5*32 \\ &= 2.272 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka luas daerah tinjauan

$$\begin{aligned}b_0 &= 2.272 \text{ mm} \\ h_0 &= 20.000 \text{ mm} \\ A_{\text{tributary}} &= b_0 * h_0 \\ &= 2.072 * 20.000 \\ &= 45.440.000 \text{ mm}^2 \\ &= 45,440 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Kapasitas geser 1 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.1 disebutkan bahwa perumusan geser beton

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot \sqrt{31} \cdot 22 \cdot 2,272$$

$$= 55.962,04 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0,75 * V_c$$

$$= 0,75 * 55.962,04$$

$$\phi V_n = 41.971,53 \text{ KN}$$

Cek beban geser 1 arah yang terjadi penampang

$$Q_u = \frac{P_u}{b \cdot l}$$

$$= \frac{2.318,91}{20 \cdot 22}$$

$$= 4,459 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = Q_u * A_{Tributary}$$

$$= 4,459 * 45,44$$

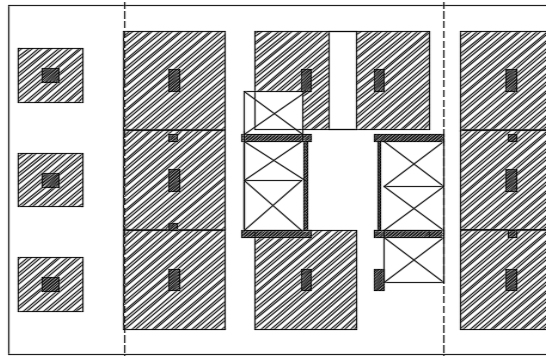
$$= 202,637 \text{ KN}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\phi V_n > V_u$$

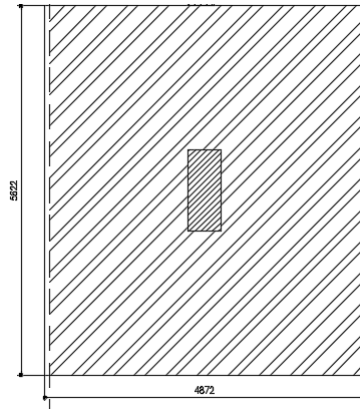
$$41.972 > 202,637 \text{ KN (OK!)}$$

b. GESER DUA ARAH



Gambar 7.52. Daerah tinjau geser 2 arah PC.12

$$d/2 = 1136 \text{ mm}$$



Maka luas daerah yang terbesar ditinjau :

$$b_0 = 4.872 \text{ mm}$$

$$h_0 = 5.822 \text{ mm}$$

$$A_{\text{tributary}} = b_0 * h_0$$

$$= 4.872 * 5.822$$

$$= 28.364.784 \text{ mm}^2$$

$$= 28,364 \text{ m}^2$$

Kapasitas geser 2 arah ditahan sepenuhnya oleh beton, sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.2.2 disebutkan bahwa kapasitas geser dua arah sebagai berikut :

Diketahui :

$$\beta = \frac{B}{H} = \frac{9,363}{17,117} = 0,547$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0,547}\right) 1 \sqrt{31} \cdot 4,872 \cdot 1.872 \\ &= 8.276,642 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,4 * 0,75 * V_c \\ &= 0,4 * 0,75 * 8.276,642 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 2.483,22 \text{ KN}$$

Cek beban geser 2 arah yang terjadi penampang

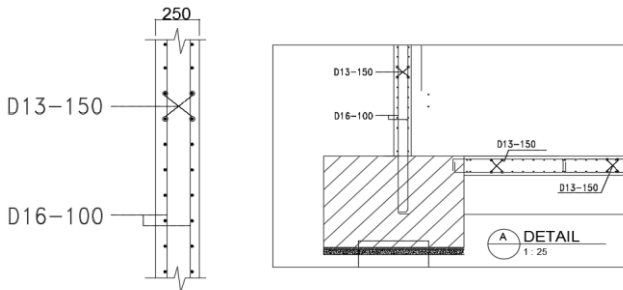
$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{P_u}{b \cdot l} \\ &= \frac{2.318,91}{20 \cdot 22} \\ &= 4,459 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u \cdot A_{Tributary} \\ &= 4,459 \cdot 18 \\ &= 126,49 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cek terhadap kapasitas geser!

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ 2.483,22 &> 126,49 \text{ KN (OK!)} \end{aligned}$$

7.6.11 Evaluasi Dinding Basement



DETAIL RETAINING WALL
1 : 10

Gambar 7.53. Dinding Basement

Dalam mengevaluasi dinding basement, dilakukan kontrol gaya eksternal dan gaya internal, di mana menurut (Das, 2014) kontrol gaya eksternal yaitu kontrol guling (*overturning*), kontrol geser (*sliding*) dan kontrol terhadap daya dukung tanah (*bearing*)

capacity) kemudian dilakukan kontrol gaya internal tulangan minimum berdasarkan SNI 2847:2013

Data Eksisting Dinding Basement

Tebal dinding (tw)	= 250 mm
Tinggi dinding (H)	= 3.400 mm
Tebal selimut (s)	= 80 mm
Lebar dinding (bw)	= 1.000 mm
Tulangan Vertikal	= $\phi 16 - 100$ ($A_s = 2009,6 \text{ mm}^2$)
Tulangan Horizontal	= $\phi 13 - 150$ ($A_s = 884,43 \text{ mm}^2$)
Tinggi efektif (d)	= $tw - s - 1,5D$
	= $250 - 80 - 1,5(16)$
	= 146 mm

Data Pondasi

Tipe	= PC.1
D	= 1000 mm
B	= 2000 mm
H	= 2000 mm

Data Tanah di bawah Pondasi

γ_s	= 1,660 T/m ³
γ_d	= 1,100 T/m ³
c	= 0,140 kg/cm ²
ϕ	= 30,900°
G _s	= 2,680
e	= 1,430
γ_{sat}	= $\frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e}$
	= $\frac{(2,680 - 1)1}{1 + 1,430}$
	= 16,914 KN/m ³

1. Kontrol Guling

Kontrol guling dihitung memperhitungkan tekanan aktif dan pasif tanah menurut (Rankine, 1987)

- a. Cek koefisien Rankine pasif dan aktif

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 + \frac{30,900}{2} \right) \\
 &= 3,111
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{30,900}{2} \right) \\
 &= 0,321
 \end{aligned}$$

Cek tekanan tanah pasif dan aktif

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{1}{2} K_p \gamma D^2 + 2c' \sqrt{K_p} D \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 3,111 \cdot 16,913 \cdot 4,4^2 + 2 \cdot 13,72 \sqrt{3,111} \cdot 1 \\
 &= 74,713 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,321 \cdot 16,931 \cdot 4,4^2 \\
 &= 52,621 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

b. Cek tekanan tanah arah horizontal dan arah vertikal

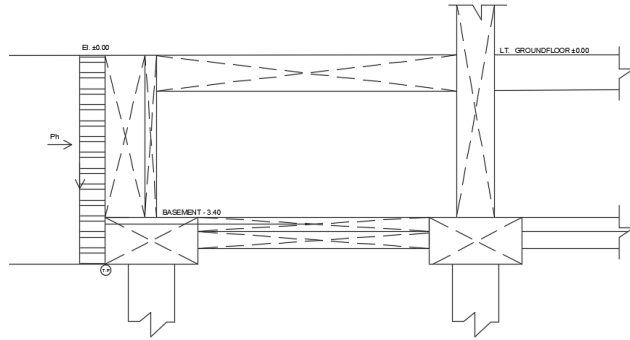
$$\begin{aligned}
 P_h &= P_a \cos \alpha \\
 &= 52,621 \cos(0) \\
 &= 52,621 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= P_a \sin \alpha \\
 &= 52,621 \sin(0) \\
 &= 0 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

c. Cek moment *overturning* (guling) yang terjadi

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_o &= P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \\
 &= 52,261 \left(\frac{4,4}{3} \right) \\
 &= 89,456 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Dan moment *resistance* (tahanan) yang terjadi, dihitung sebagai berikut :



Ditinjau jarak ke titik dasar pondasi (toe)

Area	Luas	Jenis	Berat	Jarak ke TP	Momen
	m ²		KN	m	KN-m
1	4.4	TANAH	74.419	0.2	14.884
2	1.32	PILECAP	30.888	0.5	15.444
3	1.408	K2	32.947	1	32.947
4	1.05	PELAT BASEMENT	24.57	4.478	110.024
5	2.55	BALOK G.1A	59.67	4.478	267.202
6	1.8	TIE BEAM	42.12	4.478	188.613
7	2	PILECAP 2	46.8	8	374.400
8	2	KOLOM K1.A	46.8	8	374.400
TOTAL MOMEN RESISTANCE				1377.915	

Maka total momen *resistance* (M_r) adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma M_r &= 14.884 + 15.444 + 32.947 + 110.024 + 267.202 \\ &\quad + 188.613 + 374.400 + 374.400 \\ &= 1.377,915 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Cek safety factor

$$SF = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{1.377,915}{89,456} = 17,853 \text{ (OK!)}$$

2. Kontrol Geser

- a. Dilakukan perbesaran pada nilai kohesi dan sudut geser tanah menurut (Das, 2014) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{2} * \phi \\ &= \frac{3}{2} * 30,900 \\ &= 46,35^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c'a &= \frac{3}{2} * c \\ &= \frac{3}{2} * 13,720 \\ &= 52,621 \text{ KN/m}^3\end{aligned}$$

- b. Cek nilai SF untuk kontrol geser

Cek total gaya vertikal !

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 74.419 + 30.888 + 32.9472 + 46.8 \\ &= 185,054 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}FS &= \frac{(\Sigma V) \tan(k1 \cdot \phi') + B \cdot k2 \cdot c' + Pp}{Pa \cos \alpha} \\ &= \frac{185,05 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 46,35\right) + 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 52,65 + 74,713}{52,621} \\ &= 5,367 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

3. Kontrol Daya Dukung Tanah

Cek eksentrisitas beban pada pondasi

$$\begin{aligned}e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} \\ &= \frac{2}{2} - \frac{110,07 - 89,456}{185,054} \\ &= 0,888 \text{ m}\end{aligned}$$

Cek beban yang terjadi!

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \\
 &= \frac{185,054}{2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,888}{2}\right)
 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 339,181 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = 154,126 \text{ KN/m}^2$$

Cek nilai Daya Dukung Tanah

Untuk sudut geser tanah = $30,900^\circ$

$$N_c = 32,67$$

$$N_q = 20,63$$

$$N_\gamma = 22,40$$

Menentukan faktor bentuk dan faktor kemiringan

a. Faktor Bentuk

$$\begin{aligned}
 F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B}\right) \\
 &= 1 + 2 \tan(30,90) (1 - \sin(30,90))^2 \left(\frac{1}{2}\right) \\
 &= 0,7004
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} \\
 &= 0,7004 - \frac{1 - 0,7004}{32,67 \cdot \tan(30,900)} \\
 &= 0,701
 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

b. Faktor Kemiringan

$$\begin{aligned}
 \psi &= \tan^{-1} \left(\frac{Pa \cos \alpha}{\Sigma V}\right) \\
 &= \tan^{-1} \left(\frac{52,621}{185,054}\right) \\
 &= 15,873^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{ci} &= \left(1 - \frac{\psi}{90}\right)^2 \\
 &= \left(1 - \frac{15,873}{90}\right)^2 \\
 &= 0,628
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{qi} &= F_{ci} \\ &= 0,628 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{15,873}{30,900}\right)^2 \\ &= 0,236 \end{aligned}$$

Tekanan tanah di bawah pondasi

$$\begin{aligned} q &= \gamma_{sat} \cdot H \\ &= 16,914 \cdot 4,4 \\ &= 74,42 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka, nilai daya dukung tanah di bawah pondasi

$$\begin{aligned} Q_u &= c'N_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \\ &= (13,7)(32,6)(0,701)(0,678) + (74,42)(20,6)(0,7)(0,678) \\ &\quad + \frac{1}{2}(2)(16,914)(22,4)(1)(0,236) \\ &= 947,9633 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Cek safety factor

Cek!

$$SF = \frac{Q_u}{q_{max}} = \frac{947,963}{339,181} = 2,794 \text{ (OK!)}$$

4. Kontrol Tulangan Vertikal

Tulangan vertikal dari dinding penahan tanah merupakan tulangan utama yang akan menahan beban lentur yang terjadi, dari perhitungan sebelumnya didapatkan Output Momen lentur yang terjadi akibat *overturning* (M_o) = 89,456 KN-m

Tulangan atas = D16 – 150

$$A_s' = 2.009,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= H - s - D - 0,5D \\ &= 250 - 80 - 13 - 0,5(16) \end{aligned}$$

$$= 146 \text{ mm}$$

Tulangan bawah = D16 – 150

$$A_s' = 2.009,6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= s + D + 0.5D \\ &= 80 + 13 + 0.5(16) \\ &= 101 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari posisi garis netral

Di mana :

$$K_1 = 0.85 f_c' \beta_1 b$$

$$K_2 = A_s' (600 - 0.85 f_c') - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A_s' d'$$

Dan untuk mencari garis netral digunakan cara akar kuadrat :

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1}$$

Sehingga nilai

$$\begin{aligned} K_1 &= 0.85 (31)(0,85)(1000) \\ &= 22.397,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 3.925 (600 - 0.85(31)) - (2.009)(400) \\ &= 401.920 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= -600(2.009)(101) \\ &= -1.469.396.480 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \\ &= \frac{401.920 \pm \sqrt{401.920^2 - 4 * 22.397,5 * -1.469.396.480}}{2 * 22.397,5} \end{aligned}$$

$$c = 65,309 \text{ mm}$$

$$c = - 83,254 \text{ mm}$$

diambil nilai $c = 65,309 \text{ mm}$

maka posisi $a = 0,85 * c$

$$\begin{aligned}
 &= 0,85 * 65,309 \\
 &= 55,513 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan inti tulangan (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= 600 - \left(\frac{c-d'}{c}\right) \\
 &= 600 - \left(\frac{65,309-101}{65,309}\right) \\
 &= -327,89 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Cek apakah tulangan sudah leleh!

$$f_y > f_s$$

$$400 > -327,89 \text{ MPa (OK!)}$$

*Tulangan belum leleh

Karena beton belum mengalami leleh maka digunakan persamaan berikut :

$$\phi M_n = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Di mana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' ab \\
 &= 0,85 * 31 * 55.513 * 1.000 \\
 &= 1.462.768 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \left[600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right] \\
 &= 2009 \left[600 \left(\frac{65,304-101}{65,304} \right) - 0,85 * 31 \right] \\
 &= -711.881 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \\
 &= \phi \left[1.462.768 \left(1872 - \frac{76,754}{2} \right) + -711.881 (d - d') \right]
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 140,928 \text{ KN-m}$$

Cek Rasio D/C!

$$D/C = \frac{140,928}{77,178} = 1,826 \text{ (OK!)}$$

5. Kontrol Tulangan Horizontal

Kontrol tulangan horizontal mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 14.3.3 di man disebutkan bawa rasio minimal tulangan horizontal untuk dinding harus memenuhi ketentuan berikut :

7. 0.002 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa.,
8. 0.0025 untuk batang tulangan ulir lainnya,
9. 0.002 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.

Karena digunakan tulangan D13 yang mana merupakan tulangan ulir dengan mutu baja $f_y = 400$ MPa, maka rasio minimal tulangan sebesar $\rho = 0,0025$

Cek luas tulangan yang diperlukan!

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho \cdot B \cdot d \\ &= 0,0025 \cdot 1000 \cdot 146 \\ &= 365 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek!

$$\begin{aligned} A_s &> A_{s \text{ min}} \\ 884,433 &> 365 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

7.6.12 Rekapitulasi Tiang Pancang

Tabel 7.7 Rekapitulasi Tiang Pancang

REKAPITULASI PC.1					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 1-G	K2 400/800	374.7033	7435.520	19.84375	OK!
As 1-G'	K2 400/800	374.7033	7435.520	19.84375	OK!
As 1-F	K2 400/800	417.391	7435.520	17.81428	OK!
As 1-E	K2 400/800	365.2172	7435.520	20.35917	OK!
As 1-D	K2 400/800	450.5926	7435.520	16.50165	OK!
As 1-C	K2 400/800	388.9326	7435.520	19.11776	OK!
As 1-B	K2 400/800	436.3634	7435.520	17.03974	OK!
As 1-A	K2 400/800	450.5926	7435.520	16.50165	OK!
As A-1	K2 400/800	379.4464	7435.520	19.59571	OK!
As A-2	K2 400/800	417.391	7435.520	17.81428	OK!
As A-3	K2 400/800	474.3089	7435.520	15.67653	OK!
As A-4	K2 400/800	379.4464	7435.520	19.59571	OK!
As A-5	K2 400/800	412.648	7435.520	18.01904	OK!
As A-6	K2 400/800	355.731	7435.520	20.90209	OK!
As A-7	K2 400/800	374.7033	7435.520	19.84375	OK!
As A-8	K2 400/800	384.1895	7435.520	19.35378	OK!
As A-9	K2 400/800	407.9049	7435.520	18.22856	OK!
As A-10	K2 400/800	431.6203	7435.520	17.22699	OK!
As A-11	K2 400/800	436.3634	7435.520	17.03974	OK!
As G-1	K2 400/800	407.9049	7435.520	18.22856	OK!
As G-2	K2 400/800	445.8495	7435.520	16.6772	OK!
As G-3	K2 400/800	374.7033	7435.520	19.84375	OK!
As G-4	K2 400/800	431.6203	7435.520	17.22699	OK!
As G-5	K2 400/800	369.9602	7435.520	20.09816	OK!

As G-6	K2 400/800	369.9602	7435.520	20.09816	OK!
As G-7	K2 400/800	360.4741	7435.520	20.62706	OK!
As G-8	K2 400/800	369.9602	7435.520	20.09816	OK!
As G-9	K2 400/800	384.1895	7435.520	19.35378	OK!
As G-10	K2 400/800	422.1341	7435.520	17.61412	OK!
As G-11	K2 400/800	393.6756	7435.520	18.88743	OK!

REKAPITULASI PC.2					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 2-G	K.1A 800/800	944.88	7435.520	7.869274	OK!
As 3-G	K.1A 800/801	1178.56	7435.520	6.308987	OK!
As 9-G	K.1A 800/802	1016	7435.520	7.318425	OK!

REKAPITULASI PC.4					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 1-F	SW.2 800/1200	2120.329	5634.355	2.657302	OK!
As 9-F	K.1A 800/800	3286.51	5634.355	1.714389	OK!
	SW.3 400/1500				OK!
As 1-B	SW.2 800/1200	2205.142	5634.355	2.551598	OK!
As 9-B	K.1A 800/800	3615.161	5634.355	1.558535	OK!
	SW.3 400/1500				OK!

REKAPITULASI PC.5					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 6-F	K.1A 800/800	3584.55	4404.769	1.228821	OK!
As 7-F	K.1A 800/800	3553.38	4404.769	1.2396	OK!

As 8-F	K.1A 800/800	3179.34	4404.769	1.385435	OK!
As 6-B	K.1A 800/800	3117	4404.769	1.413144	OK!
As 7-B	K.1A 800/800	3428.7	4404.769	1.284676	OK!
As 8-B	K.1A 800/800	3272.85	4404.769	1.345851	OK!

REKAPITULASI PC.8					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 3-4 B	K.1A 800/800	3565.552	5531.722	1.551435	OK!
	K.1A 800/800				

REKAPITULASI PC.13					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 3-5 F	K.1A 800/800	4278.663	6084.8946	1.422149	OK!
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				

REKAPITULASI PC.12					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 9 C-E	SW.3 400/1500	2253.556	5889.346	2.613357	OK!
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				
	SW.3 400/1500				

REKAPITULASI PC.14					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek

As	Kolom / SW	KN	KN		
As 8 C-E	K.1A 800/800	5005.692	5917.386	1.182131	OK!
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				

REKAPITULASI PC.16					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 2 C-E	K.2 400/800	5640.799	5904.156	1.046688	OK!
	K.2 400/800				
	K.2 400/800				
	SW.2 800/1200				
	K.1A 800/800				
	SW.2 800/1200				

REKAPITULASI PC.18					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		
As 7-8 C-E	K.1A 800/800	4555.49	5150.963	1.130716	OK!
	K.4A 500/1250				
	K.1A 800/800				
	K.3 400/400				
	K.5 300/700				
	K.5 300/700				

REKAPITULASI PC.58					
Posisi	Aksial	Pmaks	Q izin	SF	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN		

STRIP 1	K.1A 800/800	2318.91	5404.803	2.330751	OK!
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				
STRIP 2	K.4 500/1200	4172.442	4947.891	1.18585	OK!
	K.3 400/400				
	K.4 500/1200				
	K.3 400/400				
	K.4 500/1200				
	K.4 500/1200				
	SW.1 400/3343				
	SW.1 400/3343				
	K.4 500/1200				
	K.4 500/1200				
	SW.1 400/3343				
	SW.1 400/3343				
	K.4 500/1200				
STRIP 3	K.1A 800/800	3223.285	5404.803	1.676799	OK!
	K.1A 800/800				
	K.1A 800/800				

7.6.13 Rekapitulasi Pilecap / Pelat Pondasi

Tabel 7.8 Rekapitulasi Pilecap

REKAPITULASI PC.1							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	MuX	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 1-G	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-G'	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!

As 1-F	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-E	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-D	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-C	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-B	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As 1-A	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-1	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-2	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-3	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-4	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-5	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-6	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-7	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-8	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-9	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-10	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As A-11	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-1	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-2	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-3	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-4	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-5	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-6	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!

As G-7	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-8	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-9	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-10	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!
As G-11	K2 400/800	1450.556	14.976	14.976	96.859	96.859	OK!

REKAPITULASI PC.2							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 2-G	K.1A 800/800	3312.129	916.534	113.386	3.613756	29.2112	OK!
As 3-G	K.1A 800/801	3312.129	1143.203	141.427	2.897236	23.41932	OK!
As 9-G	K.1A 800/802	3312.129	922.525	144.476	3.590286	22.92512	OK!

REKAPITULASI PC.4							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 1-F	SW.2 800/1200	4334.849	407.103	407.103	10.64803	10.64803	OK!
As 9-F	K.1A 800/800	4334.849	631.622	631.622	6.863042	6.863042	OK!
	SW.3 400/1500						OK!
As 1-B	SW.2 800/1200	4334.849	423.387	423.387	10.23849	10.23849	OK!
As 9-B	K.1A 800/800	4334.849	407.103	407.103	10.64803	10.64803	OK!

	SW.3 400/1500						OK!
--	------------------	--	--	--	--	--	-----

REKAPITULASI PC.5							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 6-F	K.1A 800/800	3584.55	2616.722	2365.803	1.369863	1.515152	OK!
As 7-F	K.1A 800/800	3553.38	2593.967	2345.231	1.369863	1.515152	OK!
As 8-F	K.1A 800/800	3179.34	2320.918	2098.364	1.369863	1.515152	OK!
As 6-B	K.1A 800/800	5412.605	2371.676	2222.406	2.282186	2.435471	OK!
As 7-B	K.1A 800/800	3428.7	2502.951	2262.942	1.369863	1.515152	OK!
As 8-B	K.1A 800/800	3272.85	2389.181	2160.081	1.369863	1.515152	OK!

REKAPITULASI PC.8							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 3-4 B	K.1A 800/800	5024.475	3227.86	3739.578	1.556596	1.343594	OK!
	K.1A 800/800						

REKAPITULASI PC.13							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 3-5 F	K.1A 800/800	4471.783	2872.795	3328.225	1.556596	1.343594	OK!

As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 2 C-E	K.2 400/800	6130.792	3137.438	4271.460	1.954076	1.435292	OK!
	K.2 400/800						
	K.2 400/800						
	SW.2 800/1200						
	K.1A 800/800						
	SW.2 800/1200						

REKAPITULASI PC.18							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
As 7-8 C-E	K.1A 800/800	6781.065	6483.328	5281.218	1.045923	1.283997	OK!
	K.4A 500/1250						
	K.1A 800/800						
	K.3 400/400						
	K.5 300/700						
	K.5 300/700						

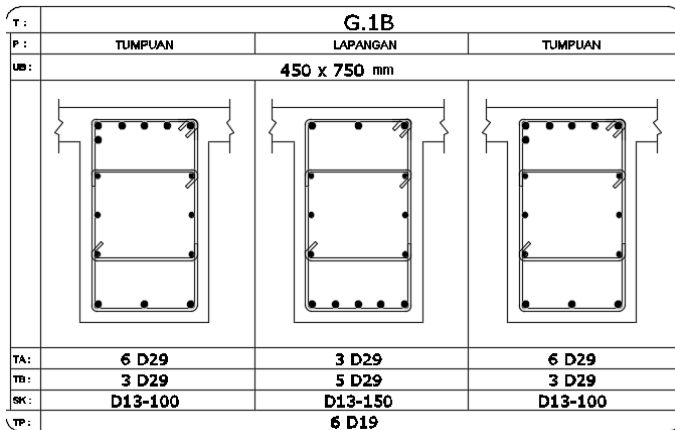
REKAPITULASI PC.58							
Posisi	Aksial	ϕ Mn	Mu	MuY	D/C X	D/C Y	Cek
As	Kolom / SW	KN	KN	KN			
STRIP 1	K.1A 800/800	4598.32	1773.898	3058.789	2.592213	1.503314	OK!

	K.1A 800/800						
	K.1A 800/800						
STRIP 2	K.4 500/1200	7663.867	2217.372	6117.578	3.456284	1.252761	OK!
	K.3 400/400						
	K.4 500/1200						
	K.3 400/400						
	K.4 500/1200						
	K.4 500/1200						
	SW.1 400/3343						
	SW.1 400/3343						
	K.4 500/1200						
	K.4 500/1200						
	SW.1 400/3343						
	SW.1 400/3343						
	K.4 500/1200						
STRIP 3	K.1A 800/800	6391.665	2428.833	4410.249	2.631579	1.449275	OK!
	K.1A 800/800						
	K.1A 800/800						

BAB VIII DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

8.1 Perkuatan CFRP Lentur

Perkuatan lentur menggunakan CFRP mengacu pada ACI 440-2R 17 pasal 10. Berikut ini akan ditunjukkan contoh perhitungan perkuatan balok lentur pada balok G.1A pada lantai 16 sebagai berikut :



Gambar 8.1. Balok yang Diperkuat

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 MPa
4. ϕ Atas = 3D29 ($A_s = 1.981 \text{ mm}^2$)
5. ϕ Bawah = 5D29 ($A_s = 3.301 \text{ mm}^2$)
6. ϕ Geser = 2 ϕ 13-150 ($A_v = 265 \text{ mm}^2$)
7. d = 682,5 m

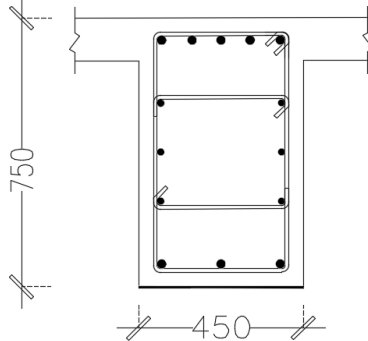
Direncanakan menggunakan CFRP :

1. Type = SIKA CARBODUR S512
2. Lebar = 50 mm
3. Tebal = 1,2 mm
4. Luasan CFRP = 60 mm^2

5. CE = 0,95
6. Tensile strength = 3.100 MPa
7. E-Modulus = 165.000 MPa
8. Regangan max = 1,70%
9. d_f = $H + t_f * 0,5$
 = $750 + 1.2 * 0,5$
 = 750,60 mm

Gaya yang terjadi = 895,41 KN-m
 Kapasitas lentur = 1.151,72 KN-m
 Δ Overcapacity = -206,92 KN-m

Direncanakan menggunakan CFRP sebanyak :



Gambar 8.2. Sketsa Rencana Perkuatan Lentur

Lapis = 3 Lapis
 Baris = 9 Baris
 A_{fv} = $n * A_f$
 = $(3 * 9) * 60$
 = 1.440 mm^2

Menentukan rasio penulangan dan CFRP

a. Rasio tulangan

$$\rho_s = \frac{A_s}{B.d} = \frac{3.301}{750 \cdot 685,5} = 0,0107$$

b. Rasio CFRP

$$\rho_f = \frac{Af}{B \cdot df} = \frac{3.301}{750 \cdot 750,60} = 0,0002$$

c. Modulus Elastisitas Beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700\sqrt{30} \\ &= 25743 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menentukan kuat tarik dan regangan ultimate

Regangan ultimate (ϵ_{fu})

$$\begin{aligned} \epsilon_{fu} &= 1,7\% \cdot 0,95 \\ &= 0,0615 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{fu} &= 3100 \cdot 0,95 \\ &= 2.945 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menentukan regangan desain CFRP

Menentukan nilai K dengan persamaan :

$$\begin{aligned} K &= \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right) \\ &= 0,335 \end{aligned}$$

Menentukan nilai regangan pemasangan (ϵ_{bi})

Ketika pemasangan CFRP sebisa mungkin beban hidup dihilangkan, sehingga hanya beban mati struktur (DEAD LOAD) dan beban mati tambahan (SUPERDEAD LOAD) yang berpengaruh ketika pemasangan CFRP.

Dari analisa ETABS, didapati :

$$M_{DL} = 196,53 \text{ KN} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= 0,4 \frac{1}{12} b h^2 \\ &= 0,4 \frac{1}{12} 450 \cdot 750^2 \\ &= 6.644.531.250 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{bi} &= \frac{MDL(df - k \cdot d)}{I_{cr} \cdot E_c} \\ &= \frac{115,23(750,600 - 0,335 \cdot 687,5)}{I_{cr} \cdot 25743} \\ &= 0,00035 \end{aligned}$$

Menentukan nilai regangan desain (ϵ_{fd})

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_c'}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \epsilon_{fu}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{fd} &= 0,41 \sqrt{\frac{30}{1.1650000 \cdot 1,2}} \\ &= 0,0029 \end{aligned}$$

Mengasumsikan posisi garis netral awal

Asumsi awal, digunakan nilai c sebesar 12% dari besar “d”

$$\begin{aligned} c &= 12\% \times 687,5 \text{ mm} \\ &= 82,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menentukan nilai regangan dan tegangan desain (ϵ_{fe})

$$\begin{aligned} \epsilon_{fe} &= 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \\ &= 0,003 \left(\frac{750,6 - 82,26}{82,26} \right) - 0,00035 \leq 0,0029 \\ &= 0,024 \leq 0,0029 \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $\epsilon_{fe} = 0,0029$

Maka tegangan desain efektif CFRP (f_{fe}) adalah :

$$\begin{aligned} f_{fe} &= E_f \cdot \epsilon_{fe} \\ &= 165000 \cdot 0,0029 \\ &= 478,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menentukan tegangan regangan baja beton

1. Regangan-Tegangan Baja

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= (\epsilon_{bi} + \epsilon_{fe}) \left(\frac{d-c}{d_f-c} \right) \\ &= (0,00035 + 0,0029) \left(\frac{687,5 - 82,26}{750,6 - 82,26} \right) \\ &= 0,022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y \\ &= 200000 \cdot 0,022 \leq 400 \\ &= 4463,34 \leq 400 \end{aligned}$$

2. Regangan Beton Baru

$$\begin{aligned}\varepsilon'_c &= \frac{1,7 fc'}{E_c} \\ &= \frac{1,7 \cdot 30}{25.743} \\ &= 0,0030\end{aligned}$$

Kontrol posisi garis netral setimbang

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \frac{4 \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \varepsilon'_c - 2 \varepsilon_c} \\ &= \frac{4 \cdot 0,0020 - 0,0030}{6 \cdot 0,0020 - 2 \cdot 0,0030} \\ &= 0,842\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= \frac{4 \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \varepsilon'_c - 2 \varepsilon_c} \\ &= \frac{4 (0,0020 \cdot 0,0030) - 0,0030^2}{6 \cdot 0,0020 - 2 \cdot 0,0030} \\ &= 0,891\end{aligned}$$

Cek kesetimbangan nilai c!

$$\begin{aligned}c &= \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 \beta_1 f_c' b} \\ &= \frac{(3.301 \cdot 400) + (1.080 \cdot 478,71)}{0,891 \cdot 0,842 \cdot 30 \cdot 450} \\ &= 81,128 \text{ mm} \approx 82.260 \text{ mm}\end{aligned}$$

Menentukan nilai momen nominal

Berdasarkan ACI 440-2R pasal 10.2.10, momen nominal akibat penambahan CFRP dihitung tanpa memperhitungkan kontribusi momen akibat tulangan tekan, sehingga :

Momen kapasitas tulangan :

$$\begin{aligned}M_{ns} &= A_s \cdot f_s \cdot d - \left(\frac{\beta_1 c}{2} \right) \\ &= 3.301 \cdot 400 \cdot 687,5 - \left(\frac{0,842 \cdot 81,128}{2} \right) \\ &= 859,488 \text{ KN-m}\end{aligned}$$

Momen kapasitas CFRP :

$$\begin{aligned}
 M_{nf} &= A_f \cdot f_{fe} \left(df - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \\
 &= 1.440 \cdot 478,71 \left(700,60 - \frac{0,842 \cdot 81,128}{2} \right) \\
 &= 415,224 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Total momen nominal :

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi (M_{ns} + \Psi f \cdot M_{nf}) \\
 &= \phi (859,488 + 0,85 \cdot 415,224) \\
 &= 1.123,512 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Cek!

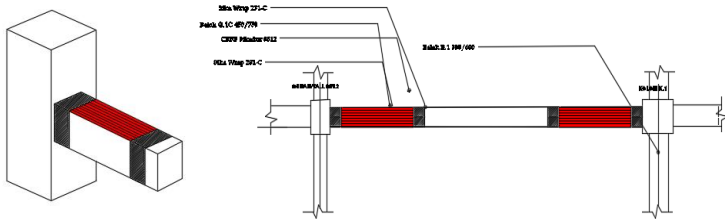
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 1.123,5 &> 1.151,7 \text{ KN-m (OK!)}
 \end{aligned}$$

Perencanaan pengangkuran (*anchorage*)

Panjang penyaluran direncanakan berdasarkan persyaratan yang ditetapkan dalam ACI 440 2R 2017 pasal 14.1.3 di mana :

$$\begin{aligned}
 l_{df} &= \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{f_c'}} \\
 &= \sqrt{\frac{27 \cdot 16500 \cdot 1,2}{\sqrt{30}}} \\
 &= 211,232 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran dipasang menerus ke arah lapangan dan ke arah tumpuan (melewati kolom) kemudian diperkuat dengan dipasang Sika Wrap di ke empat sisi sesuai dengan ACI 440:2R 2017 pasal 13.4.2 .



Gambar 8.3. Tampak Pengangkuran CFRP

8.2 Perkuatan CFRP Geser

Perkuatan lentur menggunakan CFRP mengacu pada ACI 440-2R 17 pasal 11. Berikut akan ditunjukkan contoh perhitungan perkuatan balok lentur pada balok B.1 pada lantai 3 dan P3A pada daerah lapangan.

E.1			
T :	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
P :		300 x 600 mm	
LM :			
TA :	5 D19	3 D19	5 D19
TB :	3 D19	4 D19	3 D19
RC :	D10-125	D10-175	D10-125

Gambar 8.4. Balok yang Diperkuat (Geser)

Diketahui :

1. f_c' = 30 MPa
2. f_y = 400 MPa
3. Selimut = 40 MPa
4. ϕ Atas = 3D19 ($A_s = 850 \text{ mm}^2$)
5. ϕ Bawah = 4D19 ($A_s = 1.134 \text{ mm}^2$)
6. ϕ Geser = 2 ϕ 10-175 ($A_v = 314 \text{ mm}^2$)
7. d = 540,5 m

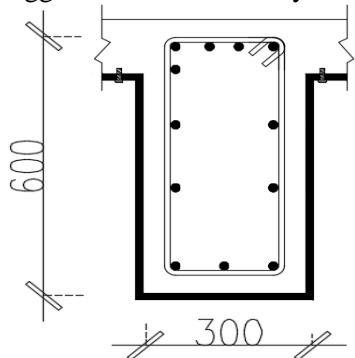
Direncanakan menggunakan CFRP :

1. Type = SIKA WRAP 231-C
2. Lebar = 300 mm
3. Tebal = 0,129 mm

4. Spasi CFRP = 200 mm
5. CE = 0,95
6. Tensile strength = 4.800 MPa
7. E-Modulus = 225 KN/mm²
8. Regangan max = 1,70%
9. $df = H + tf * 0,5$
 $= 600 + 0,129 * 0,5$
 $= 600,065$ mm

Gaya yang terjadi = 343,490 KN-m
 Kapasitas lentur = 164,867 KN-m
 Δ Overcapacity = -178,62 KN-m

Direncanakan menggunakan CFRP sebanyak :



Gambar 8.5. Rencana Perkuatan Geser Balok

Lapis = 1 Lapis
 Spasi = 100 mm
 $A_{fv} = 77,4$ mm²

Menentukan kuat tarik dan regangan ultimate

Regangan ultimate (ϵ_{fu})

$\epsilon_{fu} = 1,7\% * 0,95$
 $= 0,0615$

$F_{fu} = 4800 * 0,95$
 $= 4.560$ MPa

Menentukan regangan efektif CFRP

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{416}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} \\ &= \frac{416}{(3 \cdot 0,129 \cdot 225)^{0,58}} \\ &= 58,977 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_1 &= \left(\frac{f_c'}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \\ &= \left(\frac{30}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \\ &= 0,038 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= \left(\frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}}\right) \\ &= \left(\frac{600,065 - 58,977}{600,065}\right) \\ &= 0,901 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_v &= \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{468 \cdot \epsilon_{fu}} \leq 0,75 \\ &= \frac{0,038 \cdot 0,901 \cdot 58,977}{468 \cdot 0,0161} \leq 0,75 \\ &= 0,25 \leq 0,75 \end{aligned}$$

$$K_v = 0,25$$

Maka, nilai regangan efektif CFRP (ϵ_{fe})

$$\begin{aligned} \epsilon_{fe} &= k_v \cdot \epsilon_{fu} \leq 0,004 \\ &= 0,25 \cdot 0,0161 \leq 0,004 \\ &= 0,0041 \leq 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{fe} &= E_f \cdot \epsilon_{fe} \\ &= 225000 \cdot 0,004 \\ &= 900 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menentukan nilai momen nominal

Berdasarkan ACI 440-2R pasal 11.3, geser nominal akibat pertambahan CFRP dihitung berdasarkan bentuk pemasangannya, apakah dipasangkan secara terbungkus keseluruhan (*completely wrapped*) atau terbungkus dua atau tiga sisi (*three and two opposite sides*) di mana :

$$\begin{aligned}\psi &= 0,95 \text{ (terbungkus penuh)} \\ \psi &= 0,85 \text{ (terbungkus dua atau tiga sisi)}\end{aligned}$$

Dan geser kapasitas CFRP:

$$\begin{aligned}V_f &= \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) \cdot d_f}{s_f} \\ &= \frac{77,4 \cdot 900 (\sin 90 + \cos 90) \cdot 600,065}{250} \\ &= 418,005 \text{ KN}\end{aligned}$$

Momen kapasitas total :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi (V_s + \psi f \cdot V_f) \\ &= \phi (164,867 + 0,85 \cdot 418,095) \\ &= 390,13 \text{ KN}\end{aligned}$$

Cek!

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 390,130 &> 343,490 \text{ KN-m (OK!)}\end{aligned}$$

8.3 Rekapitulasi Perkuatan CFRP

8.3.1 Rekapitulasi Perkuatan Lentur

PROFIL			LOKASI	Mn	Mu	DIMENSI CFRP				ϕ Mn
U.N	LOKASI	KODE		KN-m	KN-m	PROFIL	lapis	pasang	Avf	KN
2474	LT. 2 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	629.79	S512	1	4	240	685.5132
2474	LT. 2 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	629.31	S512	1	9	540	750.3526
2475	LT. 3 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	585.19	S512	1	1	60	620.6739
2475	LT. 3 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	628.17	S512	1	8	480	739.2279
2571	LT. 4 & P4A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	614.28	S512	1	4	240	685.5132
2571	LT. 5 & P5A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	600.80	S512	1	6	360	714.6579
2571	LT. 6 & P6A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	585.62	S512	1	6	360	714.6579
2571	LT. 7 & P7A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	569.26	S512	1	4	240	685.5132
2571	LT. 16	G.1A 450/750	TUMPUAN	895.41	1113.62	S512	3	8	1440	1123.512
2571	LT. 16	G.1A 450/750	TUMPUAN	895.41	1102.33	S512	3	8	1440	1123.512

8.3.2 Rekapitulasi Perkuatan Geser

PERKUATAN LT. GF

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
119	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	290.690	59.87	1	60	300	294.45
119	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	218.018	53.15	1	90	250	230.24
120	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	329.945	99.13	1	60	200	355.12
120	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	247.459	82.59	1	90	200	256.89
121	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	289.420	58.60	1	60	200	355.12
121	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	217.065	52.20	1	90	200	256.89
122	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	315.325	84.51	1	60	200	355.12
122	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	236.494	71.63	1	90	200	256.89

PERKUATAN LT. MEZZANIN

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
514	B.5 250/500	TUMPUAN	156.76	198.885	42.13	1	60	250	218.69
516	B.5 250/501	TUMPUAN	156.76	231.277	74.52	1	60	200	243.97

514	B.5 250/502	TUMPUAN	156.76	233.304	76.55	1	60	200	243.97
516	B.5 250/503	TUMPUAN	156.76	227.228	70.47	2	60	250	319.80
527	B.5 250/504	TUMPUAN	156.76	211.422	54.66	1	60	250	218.69
527	B.5 250/505	TUMPUAN	156.76	209.006	52.25	2	60	250	319.80
530	B.5 250/506	TUMPUAN	156.76	206.984	50.22	2	60	250	319.80
530	B.5 250/507	TUMPUAN	156.76	231.279	74.52	1	60	200	243.97
534	B.5 250/508	TUMPUAN	156.76	219.148	62.39	2	60	250	319.80

PERKUATAN LT. 2 & P2A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
702	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	256.560	25.75	1	90	250	279.70
720	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	250.523	19.71	1	90	250	279.70
714	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	289.440	58.62	2	60	250	464.32
714	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	256.575	91.71	1	90	250	260.94
732	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	283.788	52.97	1	60	250	318.72
732	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	197.960	33.09	1	90	250	230.24
768	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	272.690	41.87	1	60	250	318.72

456

768	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	357.158	192.29	2	90	200	390.13
865	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	294.244	63.43	1	60	250	318.72
865	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	337.877	173.01	2	90	200	390.13

PERKUATAN LT. 3 & P3A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
707	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	269.388	104.52	1	90	150	301.30
725	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	263.049	98.18	1	90	150	301.30
719	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	289.440	58.62	1	60	250	318.72
719	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	256.575	91.71	1	90	250	260.94
737	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	283.788	52.97	1	60	250	318.72
737	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	197.960	33.09	1	90	300	212.48
815	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	272.690	41.87	1	60	250	318.72
815	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	357.158	192.29	1	90	100	390.13
870	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	294.244	63.43	1	60	250	318.72
870	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	337.877	173.01	1	90	100	390.13

PERKUATAN LT. 4 & P4A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
706	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	282.858	117.99	2	90	300	301.30
724	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	276.202	111.33	2	90	300	301.30
718	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	319.108	154.24	1	60	150	366.33
718	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	198.692	-32.12	1	90	250	890.24
736	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	312.876	148.01	1	60	150	366.33
814	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	300.641	135.77	1	60	200	305.66
814	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	276.583	45.77	1	90	250	279.70
869	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	324.404	159.54	1	60	150	366.33
869	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	261.652	30.84	1	90	250	279.70

PERKUATAN LT. 5 & P5A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
705	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	297.000	132.13	2	90	300	301.30
723	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	290.012	125.14	2	90	300	301.30

717	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	335.063	104.25	1	60	150	415.79
717	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	174.849	9.98	1	90	250	230.24
735	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	315.673	84.86	1	60	200	355.12
771	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	315.673	84.86	1	60	200	355.12
771	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	243.393	12.58	1	90	250	279.70
868	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	340.624	175.76	1	60	150	366.33

PERKUATAN LT. 6 & P6A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
706	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	311.850	146.98	1	90	100	390.13
724	B.1 300/601	TUMPUAN	164.87	304.512	139.65	1	90	100	390.13
718	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	351.816	186.95	1	60	150	366.33
736	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	344.946	180.08	1	90	100	390.13
814	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	331.456	166.59	1	90	100	390.13
869	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	357.655	192.79	1	90	100	390.13

PERKUATAN LT. 7 & P7A

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
703	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	327.443	162.58	1	90	100	390.13
721	B.1 300/601	TUMPUAN	164.87	319.738	154.87	1	90	100	390.13
715	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	369.407	204.54	1	60	150	399.22
733	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	362.193	197.33	1	90	100	390.13
769	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	348.029	117.21	1	90	150	350.76
769	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	188.484	23.62	1	60	250	269.26
866	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	375.538	144.72	1	90	100	439.59
866	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	178.308	13.44	1	60	250	269.26

PERKUATAN LT. 8

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
628	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	261.954	31.14	1	90	250	279.70
633	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	255.790	24.98	1	90	250	279.70

460

630	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	295.526	64.71	1	90	200	306.35
631	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	289.755	58.94	1	90	200	306.35
800	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	278.423	47.61	1	90	250	279.70
800	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	179.059	14.19	1	90	300	212.48
804	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	300.431	69.62	1	90	200	306.35
804	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	169.393	4.53	1	90	300	212.48

PERKUATAN LT. 9

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
3356	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	275.052	44.24	1	90	250	279.70
3361	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	268.580	37.76	1	90	250	279.70
3358	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	310.302	79.49	1	90	150	350.76
3359	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	304.242	73.43	1	90	200	306.35
803	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	292.345	61.53	1	90	150	350.76
803	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	179.955	15.09	1	90	300	212.48
813	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	315.452	84.64	1	90	150	350.76
813	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	170.240	5.37	1	90	250	230.24

PERKUATAN LT. 10

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
2906	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	288.805	57.99	1	90	200	306.35
2986	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	282.009	51.19	1	90	200	306.35
2983	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	325.817	95.00	1	90	150	350.76
2984	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	319.455	88.64	1	90	200	488.42
802	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	306.962	76.15	1	90	150	350.76
802	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	180.854	15.99	1	90	300	212.48
806	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	331.225	100.41	1	90	150	350.76
806	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	171.091	6.22	1	90	250	230.24

PERKUATAN LT. 11

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
2349	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	288.949	58.13	1	90	150	350.76
2349	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	253.196	88.33	1	90	150	301.30

2350	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	282.150	51.33	1	90	150	350.76
2350	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	239.528	74.66	1	90	150	301.30
801	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	325.980	95.16	1	90	150	350.76
805	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	319.614	88.80	1	90	150	350.76

PERKUATAN LT. 12

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
2122	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	307.115	76.30	1	90	150	350.76
2122	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	238.004	73.14	1	90	200	256.89
2123	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	331.390	100.58	1	90	150	350.76
2123	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	225.156	60.29	1	90	200	256.89
914	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	289.094	124.23	1	90	150	301.30
915	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	282.291	117.42	1	90	200	488.42

PERKUATAN LT. 13

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN

4258	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	308.927	78.11	1	90	150	350.76
4259	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	333.346	102.53	1	90	150	350.76
918	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	290.799	59.98	1	90	150	350.76
921	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	283.956	53.14	1	90	200	306.35

PERKUATAN LT. 14

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
4431	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	310.750	79.93	1	90	150	350.76
4432	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	335.312	104.50	1	90	150	350.76
920	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	292.515	61.70	1	90	200	306.35
923	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	285.632	54.82	1	90	200	306.35

PERKUATAN LT. 15

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
3750	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	312.583	81.77	1	90	150	350.76
3751	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	337.291	106.48	1	90	150	350.76

464

919	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	294.241	63.43	1	90	200	306.35
922	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	287.317	56.50	1	90	200	306.35

PERKUATAN LT. 16

PROFIL		LOKASI	ϕV_n	V_u	ΔV_u	PASANG CFRP			ϕV_n
U.N	KODE		KN	KN	KN	Lapis	α	sf (mm)	KN
4068	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	233.288	68.42	1	90	200	256.89
4069	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	186.265	21.40	1	90	350	199.79
924	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	231.527	66.66	1	90	200	256.89
925	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	178.635	13.77	1	90	350	199.79

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX
RAB DAN METODE PELAKSANAAN

9.1 Analisa Harga Satuan Pekerjaan

Rencana Anggaran Biaya mengacu pada harga satuan material dan upah Provinsi DKI Jakarta tahun 2019, koefisiennya sendiri mengacu pada SNI terkait pekerjaan tersebut.

Tabel 9.1. Analisa Harga Satuan

1	Pekerjaan Pembongkaran Beton	(m3)	Analisa BOW		
	<u>Tenaga :</u>				
	Mandor	0.04	OH	Rp 185,230	Rp 7,409
	Pekerja	0.4	OH	Rp 138,077	Rp 55,231
				TOTAL KESELURUHAN	Rp 62,640.00
2	Pekerjaan Pembesian Beton	(kg)	SNI 7394-2008		
	<u>Tenaga :</u>				
	Mandor	0.0004	OH	Rp 185,230	Rp 74
	Kepala Tukang	0.0007	OH	Rp 173,978	Rp 122
	Tukang	0.007	OH	Rp 158,789	Rp 1,112
	Pekerja	0.007	OH	Rp 138,077	Rp 967
				TOTAL PEKERJA	Rp 2,274
	<u>Bahan :</u>				
	Besi Beton Polos / Ulir SNI	1.05	Kg	Rp 150,000	Rp 157,500.00
	Kawat Beton	0.015	Kg	Rp 28,000	Rp 420.00
				TOTAL BAHAN	Rp 157,920.00
				TOTAL KESELURUHAN	Rp 160,193.94

3	Pekerjaan Bekisting Pelat	(m2)	SNI 7394-2008		
	<u>Tenaga :</u>				
	Mandor	0.033	OH	Rp 185,230	Rp 6,113
	Kepala Tukang	0.033	OH	Rp 173,978	Rp 5,741
	Tukang	0.33	OH	Rp 158,789	Rp 52,400
	Pekerja	0.66	OH	Rp 138,077	Rp 91,131
				TOTAL PEKERJA	Rp 155,385
	<u>Bahan :</u>				
	Paku usuk	0.4	Kg	Rp 25,000	Rp 10,000.00
	Plywood Uk. 120 x 240 x 9 mm	0.35	lembar	Rp 165,000	Rp 57,750.00
	Kayu Meranti Bekisting	0.03	m3	Rp 8,745,000	Rp 262,350.00
	Kayu Meranti Balok 4/6	0.02	m3	Rp 8,280,000	Rp 165,600.00
	Minyak Bekisting	0.2	liter	Rp 9,000	Rp 1,800.00
				TOTAL BAHAN	Rp 497,500.00
				TOTAL KESELURUHAN	Rp 652,885.05
4	Pekerjaan Bekisting Dinding	(m2)	SNI 7394-2008		
	<u>Tenaga :</u>				
	Mandor	0.033	OH	Rp 185,230	Rp 6,113
	Kepala Tukang	0.033	OH	Rp 173,978	Rp 5,741
	Tukang	0.33	OH	Rp 158,789	Rp 52,400
	Pekerja	0.66	OH	Rp 138,077	Rp 91,131
				TOTAL PEKERJA	Rp 155,385
	<u>Bahan :</u>				
	Paku usuk	0.4	Kg	Rp 25,000	Rp 10,000.00

	Plywood Uk. 120 x 240 x 9 mm	0.35	lembar	Rp	165,000	Rp	57,750.00
	Kayu Meranti Bekisting	0.004	m3	Rp	10,745,000	Rp	42,980.00
	Kayu Meranti Balok 4/6	0.015	m3	Rp	8,280,000	Rp	124,200.00
	Minyak Bekisting	0.2	liter	Rp	9,000	Rp	1,800.00
					TOTAL BAHAN	Rp	236,730.00
					TOTAL KESELURUHAN	Rp	392,115.05
5	Pekerjaan Pengecoran Pelat fc' = 35 MPa	(m2)	SNI 7394-2008				
	<u>Tenaga :</u>						
	Mandor	0.083	OH	Rp	185,230	Rp	15,374
	Kepala Tukang	0.028	OH	Rp	173,978	Rp	4,871
	Tukang	0.275	OH	Rp	158,789	Rp	43,667
	Pekerja	1.65	OH	Rp	138,077	Rp	227,827
					TOTAL PEKERJA	Rp	291,739
	<u>Bahan :</u>						
	Semen PC 40 Kg	0.4	Kg	Rp	65,550	Rp	26,220.00
	Pasir Cor	0.35	m3	Rp	135,909	Rp	47,568.15
	Batu Pecah	0.04	Kg	Rp	234,610	Rp	9,384.40
	Biaya Air	0.015	Ls	Rp	120,000	Rp	1,800.00
					TOTAL BAHAN	Rp	73,788.15
					TOTAL KESELURUHAN	Rp	365,527.65
6	Pemasangan Chemical Anchor HILTI	(Kg)	SNI 7393-2008 Bagian Pemasangan Mur/Baut				
	<u>Tenaga :</u>						
	Mandor	0.0033	OH	Rp	185,230	Rp	611
	Kepala Tukang	0.0033	OH	Rp	173,978	Rp	574

	Tukang	0.066	OH	Rp	158,789	Rp	10,480
	Pekerja	0.066	OH	Rp	138,077	Rp	9,113
				TOTAL PEKERJA		Rp	20,779
	<u>Bahan :</u>						
	HILTI HITRE 500 V3	0.4	Kg	Rp	180,000	Rp	72,000.00
	Besi Beton Polos / Ulir	1.05	Kg	Rp	150,000	Rp	157,500.00
				TOTAL BAHAN		Rp	229,500.00
				TOTAL KESELURUHAN		Rp	250,278.54
7	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512	m1	SNI 7394-2008				
	<u>Tenaga :</u>						
	Supervisor CFRP	0.015	OH	Rp	185,230	Rp	2,778
	Pekerja Lapangan CFRP	0.0625	OH	Rp	173,978	Rp	10,874
				TOTAL PEKERJA		Rp	13,652
	<u>Bahan :</u>						
	Cutter, hammer drill, dll	1	Ls	Rp	125,000	Rp	125,000.00
	Sika Carbodur S512	1.1	m3	Rp	398,000	Rp	437,800.00
	Sikadur S330	0.0011	Kg	Rp	1,720,000	Rp	1,892.00
				TOTAL BAHAN		Rp	564,692.00
				TOTAL KESELURUHAN		Rp	578,344.08
8	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C	m1	SNI 7394-2008				
	<u>Tenaga :</u>						
	Supervisor CFRP	0.015	OH	Rp	185,230	Rp	2,778

	Pekerja Lapangan CFRP	0.0625	OH	Rp	173,978	Rp	10,874
				TOTAL PEKERJA		Rp	13,652
	<u>Bahan :</u>						
	Cutter, hammer drill, dll	1	Ls	Rp	125,000	Rp	125,000.00
	Sika Carbo Wrap T-231 C	1.1	m1	Rp	306,210	Rp	336,831.00
	Sikadur S330	0.0011	Kg	Rp	1,720,000	Rp	1,892.00
				TOTAL BAHAN		Rp	463,723.00
				TOTAL KESELURUHAN		Rp	477,375.08
9	Pekerjaan Waterproofing	(m2)	SNI 7394-2008				
	<u>Tenaga :</u>						
	Mandor	0.0025	OH	Rp	185,230	Rp	463
	Kepala Tukang	0.0075	OH	Rp	173,978	Rp	1,305
	Tukang	0.075	OH	Rp	158,789	Rp	11,909
	Pekerja	0.05	OH	Rp	138,077	Rp	6,904
				TOTAL PEKERJA		Rp	20,581
	<u>Bahan :</u>						
	Waterproof	0.4	Kg	Rp	65,550	Rp	26,220.00
	Serat Fiber	0.35	m3	Rp	135,909	Rp	47,568.15
				TOTAL BAHAN		Rp	73,788.15
				TOTAL KESELURUHAN		Rp	94,369.09
10	Pembersihan Lapangan	Ls	Lump Slump				
	<u>Tenaga :</u>						
	Mandor	0.025	OH	Rp	185,230	Rp	4,631
	Pekerja	0.4	OH	Rp	138,077	Rp	55,231
				TOTAL KESELURUHAN		Rp	59,861.55

9.2 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya

Tabel 9.2. Perhitungan RAB

NO	NAMA PEKERJAAN	VOLUME	SATUAN	HARGA SATUAN		HARGA TOTAL	
				(RP.)		(RP.)	
I	PEKERJAAN PERKUATAN LENTUR						
1	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 2 & P2A	19.5	m1	Rp	564,692.00	Rp	11,011,494.00
2	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 3 & P3A	13.5	m1	Rp	564,692.00	Rp	7,623,342.00
3	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 4 & P4A	6	m1	Rp	564,692.00	Rp	3,388,152.00
4	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 5 & P5A	9	m1	Rp	564,692.00	Rp	5,082,228.00
5	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 6 & P6A	9	m1	Rp	564,692.00	Rp	5,082,228.00
6	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 7 & P7A	6	m1	Rp	564,692.00	Rp	3,388,152.00
7	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 16	120	m1	Rp	564,692.00	Rp	67,763,040.00
TOTAL PERKUATAN LENTUR (OPSIONAL) LT 2. - LT. 16						Rp	103,338,636.00

TOTAL PERKUATAN LENTUR UTAMA					Rp	67,763,040.00
II	PEKERJAAN PERKUATAN GESER					
1	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. GF	42	m1	Rp	477,375.08	Rp 20,049,753.15
2	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 2 & P2A	57	m1	Rp	477,375.08	Rp 27,210,379.28
3	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 3 & P3A	48	m1	Rp	477,375.08	Rp 22,914,003.60
4	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 4 & P4A	66	m1	Rp	477,375.08	Rp 31,506,754.95
5	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 5 & P5A	61.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 29,358,567.11
6	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 6 & P6A	25.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 12,173,064.41
7	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 7 & P7A	40.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 19,333,690.54
8	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 8	37.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 17,901,565.31
9	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 9	37.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 17,901,565.31
10	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 10	37.5	m1	Rp	477,375.08	Rp 17,901,565.31
11	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 11	30	m1	Rp	477,375.08	Rp 14,321,252.25

12	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 12	33	m1	Rp	477,375.08	Rp	15,753,377.48
13	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 13	16.5	m1	Rp	477,375.08	Rp	7,876,688.74
14	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 14	16.5	m1	Rp	477,375.08	Rp	7,876,688.74
15	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 15	16.5	m1	Rp	477,375.08	Rp	7,876,688.74
16	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 16	31.5	m1	Rp	477,375.08	Rp	15,037,314.86
TOTAL PERKUATAN LENTUR (OPSIONAL) LT 2. - LT. 16						Rp	284,992,919.78
III	PEKERJAAN DINDING BETON TANGKI AIR						
1	Pemasangan Pembesian	6158.28571	kg	Rp	160,193.94	Rp	986,520,043.60
3	Pemasangan Bekisting	184	m2	Rp	652,885.05	Rp	120,130,849.94
4	Pemasangan Chemical Anchor HILTI Rev 500	818.8	kg	Rp	250,278.54	Rp	204,928,070.52
5	Pengecoran dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	104.8	m3	Rp	365,527.65	Rp	38,307,297.62
TOTAL BIAYA PEKERJAAN						Rp	1,349,886,261.66
IV	PERKUATAN PELAT S4 AREA TANGKI AIR						
1	Pembongkaran Beton Eksisting	5.98	m3	Rp	62,640.00	Rp	374,587.20
1	Pemasangan Pembesian Baru	7980	kg	Rp	160,193.94	Rp	1,278,347,630.03

2	Pemasangan Bekisting	92	m2	Rp	392,115.05	Rp	36,074,584.97
3	Pemasangan Chemical Anchor HILTI Rev 500	10803.71	kg	Rp	250,278.54	Rp	2,703,936,791.31
4	Pengecoran dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	49.5264709	m3	Rp	365,527.65	Rp	18,103,294.48
TOTAL BIAYA PEKERJAAN						Rp	4,036,836,887.99
V	PEKERJAAN PENUTUP TANGKI AIR						
1	Pemasangan Pembesian Baru	1733.33333	kg	Rp	160,193.94	Rp	277,669,493.57
2	Pemasangan Bekisting	45	m2	Rp	392,115.05	Rp	17,645,177.43
3	Handle Penutup Manhole $\phi 25$	7.7	kg	Rp	250,278.54	Rp	1,927,144.78
4	Pengecoran dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	123.816177	m3	Rp	292,422.12	Rp	36,206,588.96
TOTAL BIAYA PEKERJAAN						Rp	333,448,404.74
VI	PEKERJAAN FINISHING, WATERPROOFING dan PERSEWAAN						
1	Pekerjaan Waterproofing	412.72	m2	Rp	94,369.09	Rp	38,948,008.76
2	Pembersihan Lapangan	1	Ls	Rp	59,861.55	Rp	59,861.55
1	Persewaan Mobile Crane	4	Hari	Rp	16,500,000.00	Rp	66,000,000.00
1	Persewaan Concrete Pump Portable	7	Hari	Rp	9,550,000.00	Rp	66,850,000.00
TOTAL BIAYA PEKERJAAN						Rp	171,857,870.31
TOTAL BIAYA PEKERJAAN OPSIONAL + PPN 10%						Rp	6,280,360,980.47

TOTAL BIAYA PEKERJAAN UTAMA + PPN 10%	Rp	5,959,792,464.70
--	-----------	-------------------------

9.2 Analisa Durasi Pekerjaan

9.2.1 Analisa Produktivitas Pekerjaan Pembesian

Pekerjaan pembesian dilakukan dengan mengangkat batang – batang besi ke lantai atas tempat area pengerjaan tangki air untuk kemudian dirakit di atas, untuk mengangkat besi digunakan Truck Crane dengan spesifikasi sebagai berikut :



Gambar 9.1. Truck Crane STC1000C
(sumber : www.sanyglobal.co.id)

Spesifikasi :

Merk	= SANY
Tipe	= STC 1000-C
Kapasitas	= 5,1 Ton
Kecepatan	= 100 m/mnt
Panjang boom	=13.25 m - 78.1m

Direncanakan metode pengangkutan material besi sebagai berikut :

Volume Total Pembesian	= 230.455 kg
Volume sekali angkut	= 5.000 kg

Maka total pengangkutan besi sebagai berikut :

$$N \text{ angkut} = \frac{\text{Volume Total}}{\text{Volume Sekali Angkut}}$$

$$= \frac{230.455}{5.000}$$

$$= 46 \text{ kali}$$

Estimasi durasi sekali pengangkutan sebagai berikut :

Persiapan material	= 10 menit
Waktu naik	= 5 menit
Waktu turun	= 5 menit
<u>Bongkar muat</u>	<u>= 10 menit</u>
Σ Durasi Angkut	= 30 menit

Untuk 8 jam kerja alat dalam sehari sewa, maka jumlah pengangkutan maksimum adalah :

$$N \text{ angkut} = \frac{\text{Jam Kerja Bersih Sehari}}{\text{Durasi Angkut}}$$

$$= \frac{8 \text{ jam}}{0,5 \text{ jam}}$$

$$= 16 \text{ kali}$$

Dari SNI 7934-2008 untuk pekerjaan pembesian, koefisien pekerjaanya adalah sebagai berikut :

- Mandor = 0.0004
- Kepala Tukang = 0.0004
- Tukang = 0.007
- Pekerja = 0.007

Sehingga durasi normal berdasarkan SNI

$$\text{Produktivitas grup} = \left(\frac{1}{\text{Produktivitas Mandor}} \right) \cdot 1 \text{ hari}$$

$$= \left(\frac{1}{0,004} \right) \cdot 1 \text{ hari}$$

$$= 2.500 \text{ kg}$$

Produktivitas ini adalah produktivitas efektif (kondisi kerja yang optimal tanpa hambatan), karena pada proyek ini terhambat masalah mobilisasi

pembesian yang bertahap, maka produktivitas per hari menjadi :

Maka produktivitas grup perjam adalah :

$$\begin{aligned} \text{Produktivitas} &= \frac{\text{Produktivitas SNI}}{8 \text{ jam kerja} + \text{Waktu pengangkutan}} \\ &= \frac{2.500}{8 \text{ jam} + 0,5 \times 6 \text{ jam}} \\ &= 227,27 \text{ kg/jam} \end{aligned}$$

Maka produktivitas grup perhari adalah :

$$\begin{aligned} \text{Produktivitas} &= \text{Produktivitas per jam} \times 8 \text{ jam} \\ &= 227,27 \times 8 \\ &= 1.818,18 \text{ kg/hari} \end{aligned}$$

Maka total produktivitas = 1.818,18 kg/hari

9.2.3 Analisa Produktivitas Pekerjaan Bekisting

Pekerjaan bekisting dilakukan di *workshop* yang ada di lantai dasar, pembesian dilakukan dengan membentuk tulangan menjadi beberapa modul, modul – modul tersebut kemudian disambungkan di lantai atap sesuai rencana. Sebelumnya dihitung terlebih dulu jumlah pengangkutan menggunakan Truck Crane sebagai berikut :

Dari SNI 7934-2008 untuk pengerjaan 1 m² bekisting, koefisien materialnya adalah sebagai berikut :

- Paku usuk = 0.4 kg
- Plywood = 0.35 lembar
- Kayu Meranti = 0.03 m³
- Kayu Meranti = 0.02 m³
- Minyak = 0.2 liter

Diasumsikan berat paling dominan akibat pengangkutan kayu sebagai berikut :

Berdasarkan SNI 7393-2013 tentang spesifikasi desain konstruksi kayu, berat jenis kayu meranti = 580 kg/m^3

Sehingga berat kayu :

- a. Plywood = $120 \times 240 \times 9 \text{ mm}$
 $= 259.200 \text{ mm}^3$
 $= 0,0002592 \text{ m}^3$
 $= 0,0002592 \times 580 \text{ kg/m}^3$
 $= 0,15 \text{ kg}$
- b. Kayu meranti = $0,03 + 0,02 \text{ m}^3$
 $= 0,05 \text{ m}^3$
 $= 0,05 \times 580 \text{ kg/m}^3$
 $= 29 \text{ kg}$

Jadi, untuk pembuatan 1 m^2 bekisting diperlukan $29,15 \text{ kg}$ material kayu yang perlu diangkut, selanjutnya direncanakan jumlah pengangkutan oleh Truck Crane :

Direncanakan metode pengangkutan material besi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Volume Total Pengangkutan} &= 321 \text{ m}^2 \times 29,15 \text{ kg/m}^2 \\ &= 9.630 \text{ kg} \\ \text{Volume sekali angkut} &= 5.000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka total pengangkutan besi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{N angkut} &= \frac{\text{Volume Total}}{\text{Volume Sekali Angkut}} \\ &= \frac{9.630}{5.000} \\ &= 2 \text{ kali} \end{aligned}$$

Sehingga durasi normal berdasarkan SNI

$$\text{Produktivitas grup} = \left(\frac{1}{\text{Produktivitas Mandor}} \right) \cdot 1 \text{ hari}$$

$$= \left(\frac{1}{0,033} \right) \cdot 1 \text{ hari}$$

$$= 30,303 \text{ m}^2/\text{hari}$$

9.2.3 Analisa Produktivitas Pekerjaan Pengecoran

Untuk pekerjaan pengecoran, digunakan alat berat truck molen dan *concrete pump portable* (cp kodok) dengan spesifikasi sebagai berikut :



Gambar 9.2. CP Comaco CP60D
(sumber : www.alibaba.com)

Spesifikasi

Merk	= COMACO
Ukuran	= 6600x2200x2800 mm
Mesin	= Diesel
Daya	= 129 KW
Jarak Vertikal	= 120 m
Jarak Horizontal	= 300 m
Highpressure maks	= 16 MPa
Kecepatan maks	= 47 m ³ /jam

Dan untuk betonnya digunakan truck molen dari holcim sebagai penyedia beton terdekat dari lokasi proyek :



Gambar 9.3. Truck Molen Holcim
(sumber : www.holcim.co.id)

Spesifikasi

Merk : HOLCIM

Kapasitas : 7 m³

Jarak ke proyek : 2,4 km

Total durasi pengecoran :

Lama perjalanan = 6 menit

Lama persiapan = 10 menit

Lama penuangan = 60 menit

Σ Durasi pengecoran = 76 menit

Dalam satu hari, pengecoran yang mungkin dilakukan sebanyak :

$$\begin{aligned}
 N \text{ cor beton} &= \frac{\text{Jam kerja per hari}}{\text{Durasi pengecoran}} \\
 &= \frac{8 \times 60 \text{ menit}}{76 \text{ menit}} \\
 &= 9 \text{ kali}
 \end{aligned}$$

Maka produktivitas pengecoran menggunakan truck molen dan concrete pump portable sebagai berikut :

Produktivitas perjam adalah :

$$\begin{aligned} \text{Produktivitas} &= \text{Kapasitas} \times \text{jumlah pengecoran} \\ &= 7 \times 9 \\ &= 63 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$

9.3 Perhitungan Durasi Pekerjaan

Karena gedung Waskita Rajawali Tower adalah gedung perkantoran, maka pekerjaan

Untuk menghitung durasi, kita gunakan kembali koefisien yang ada pada harga satuan, berikut adalah contohnya, pekerjaan pemasangan Chemical Anchor Hilti pada pelat, koefisien pekerjaanya adalah sebagai berikut :

- Mandor = 0.0033
- Kepala Tukang = 0.0033
- Tukang = 0.066
- Pekerja = 0.066

Produktivitas tenaga kerja group

Diasumsikan dari ke empat tenaga kerja, produktivitas yang paling berpengaruh adalah produktivitas mandor sebagai pemimpin grup, sehingga nilai produktivitas tenaga kerja group adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Produktivitas grup} &= \left(\frac{1}{\text{Produktivitas Mandor}} \right) \cdot 1 \text{ hari} \\ &= \left(\frac{1}{0,0033} \right) \cdot 1 \text{ hari} \\ &= 303,03 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi, dalam satu hari satu grup kerja dapat menyelesaikan pembesian sebanyak 303,03 kg.

Menghitung durasi pekerjaan total

Diketahui, volume pekerjaan pemasangan Chemical Anchor Hilti pada pelat, adalah sebesar = 10.803,71 kg

Direncanakan karena volumenya begitu besar digunakan 4 grup tenaga kerja, maka total durasinya :

$$\begin{aligned} \text{Durasi} &= \frac{\text{volume total}}{\text{produktivitas grup} \cdot \text{jumlah grup}} \\ &= \frac{10.803,71}{303,03 \cdot 4} \\ \text{Durasi} &= 9 \text{ hari} \end{aligned}$$

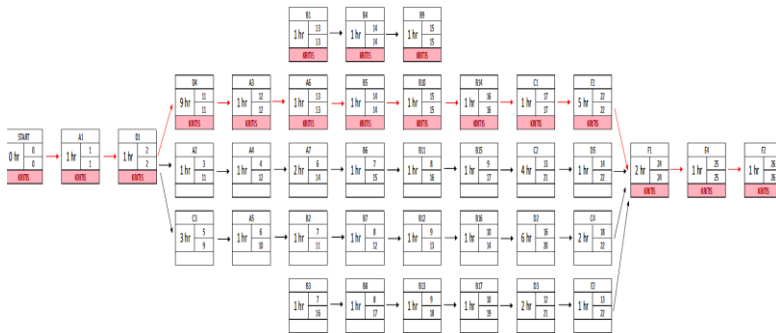
Rekapitulasi durasi per pekerjaan

Tabel 9.3. Perhitungan Durasi Kasar

NO	NAMA PEKERJAAN	VOLUME	PRODUKTIVITAS	GRUP RENCANA	DURASI
			PER HARI	PER HARI	HARI
I	PEKERJAAN PERKUATAN LENTUR				
1	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 2 & P2A	19.5	66.67	1.00	1.00
2	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 3 & P3A	13.5	66.67	1.00	1.00
3	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 4 & P4A	6	66.67	1.00	1.00
4	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 5 & P5A	9	66.67	1.00	1.00
5	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 6 & P6A	9	66.67	1.00	1.00
6	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 7 & P7A	6	66.67	1.00	1.00
7	Perkuatan lentur dengan Sika Carbodur S512 LT. 16	120	66.67	1.00	2.00
II	PEKERJAAN PERKUATAN GESER				
1	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. GF	42	66.67	1.00	1.00
2	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. MEZZANIN	26	66.67	1.00	1.00

3	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 2 & P2A	57	66.67	1.00	1.00
4	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 3 & P3A	48	66.67	1.00	1.00
5	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 4 & P4A	66	66.67	1.00	1.00
6	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 5 & P5A	61.5	66.67	1.00	1.00
7	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 6 & P6A	25.5	66.67	1.00	1.00
8	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 7 & P7A	40.5	66.67	1.00	1.00
9	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 8	37.5	66.67	1.00	1.00
10	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 9	37.5	66.67	1.00	1.00
11	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 10	37.5	66.67	1.00	1.00
12	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 11	30	66.67	1.00	1.00
13	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 12	33	66.67	1.00	1.00
14	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 13	16.5	66.67	1.00	1.00
15	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 14	16.5	66.67	1.00	1.00
16	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 15	16.5	66.67	1.00	1.00
17	Perkuatan lentur dengan Sika Wrap T-231 C LT. 16	31.5	66.67	1.00	1.00
III	PEKERJAAN DINDING BETON TANGKI AIR				
1	Pemasangan Pembesian	1583.371	1818.18	1.00	1.00
3	Pemasangan Bekisting	184	242.42	2.00	1.00
4	Pemasangan Chemical Anchor HILTI Rev 500	818.8	303.03	1.00	3.00
5	Pengecoran dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	104.8	63.00	1.00	2.00
IV	PERKUATAN PELAT S4 AREA TANGKI AIR				
1	Pembongkaran Beton Eksisting	5.98	25.00	2.00	1.00

1	Pemasangan Pembesian Baru	38016	1818.18	3.00	7.00
2	Pemasangan Bekisting	92	242.42	2.00	1.00
3	Pemasangan Chemical Anchor HILTI Rev 500	10803.71	303.03	4.00	9.00
4	Pengecoran jacketing dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	49.52647	63.00	1.00	1.00
V	PEKERJAAN PENUTUP TANGKI AIR				
1	Pemasangan Pembesian Baru	18086.4	1818.18	2.00	5.00
2	Pemasangan Bekisting	45	242.42	2.00	1.00
3	Pemasangan Handle Penutup Manhole $\phi 25$	7.7	1818.18	1.00	1.00
4	Pengecoran dengan Beton $f_c' = 35$ MPa	123.8162	63.00	1.00	2.00
VI	PEKERJAAN FINISHING DAN WATERPROOFING				
1	Pekerjaan Waterproofing	412.72	400.00	1.00	3.00
2	Pembersihan Lapangan	1	1.00	1.00	1.00
TOTAL DURASI KOTOR				64.00	hari

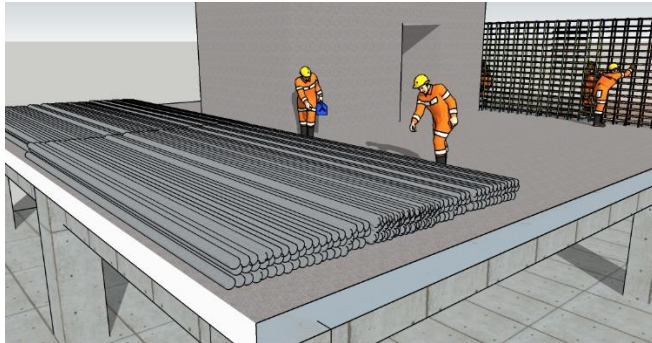


Gambar 9.4. Penjadwalan CPM

Dari durasi – durasi tersebut kemudian dibuat penjadwalannya menggunakan metode *Critical Path Method* s(CPM), untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada bagian lampiran. Dari total hasil penjadwalan, didapat durasi total **38 hari** dengan **2 lintasan kritis** pekerjaan.

9.4 Metode Pelaksanaan Pekerjaan

Sebelum masuk ke dalam metode pelaksanaan akan dijelaskan terlebih dahulu penempatan material besi dan bekisting, untuk mempercepat pengerjaan, material yang akan dikerjakan diletakkan pada lantai 16 (lantai atap). Berikut adalah ilustrasi penempatan material besi



Gambar 9.5. Ilustrasi Penempatan Besi

Cek kapasitas pelat dalam menahan beban material :

Diketahui berat besi D22	= 39 kg/m'
Panjang besi D22 per batang	= 12 m
Dari spesifikasi, maksimal angkut	= 5,1 Ton
Dari perhitungan durasi, diangkut besi sebanyak	= 5 Ton

Besi diletakkan dengan konfigurasi berikut :

Lebar penempatan maksimum	= 13 m
Panjang penempatan maksimum	= 25 m
Direncanakan 3 tumpuk besi dengan konfigurasi merata	

Maka besi diletakkan sejumlah = $\frac{13 \text{ m}}{0,022 \text{ m}} \times 3 = 1.772$ batang

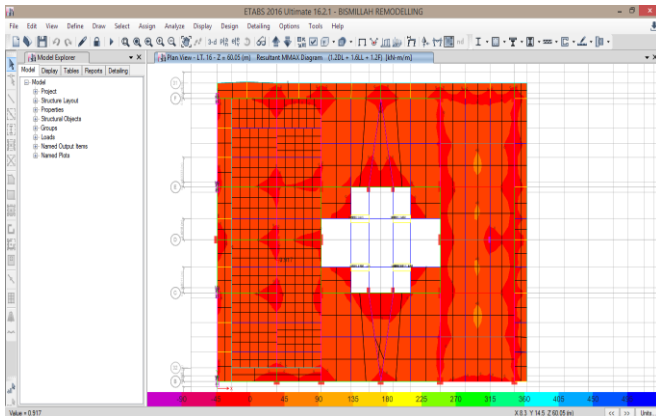
Maka berat total (*point loads*) = $1.772 \times 39 \text{ kg/m} = 138.272,72 \text{ kg}$

Beban terpusat ini kemudian dijadikan beban merata kemudian dimasukkan ke dalam analisa ETABS untuk melihat

besar momen lentur yang terjadi kemudian dibandingkan dengan kapasitas pelat, sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Beban merata} &= \frac{\text{point loads}}{\text{total luasan penempatan}} \\
 &= \frac{138.272,72}{13 \times 25 \text{ m}} \\
 &= 329,220 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 3,292 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban merata ini kemudian dimasukkan ke dalam ETABS untuk dilakukan analisa terhadap kapasitas pelat dengan kombinasi beban hidup dan beban mati :



Gambar 9.6. Analisa menggunakan ETABS

Dari hasil analisa didapatkan :

$$M_{\max} \text{ pelat} = 11,232 \text{ kN/m}^2$$

Cek terhadap kapasitas pelat S4!

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 14,411 \text{ kN-m} &> 559,975 \text{ kN-m (OK!)}
 \end{aligned}$$

9.3.1 Metode Pelaksanaan CFRP Geser

Alat dan Bahan :

1. Bahan Perekat Sikadur 30
2. CFRP Sika Wrap T-231 C
3. Kuas dan Spatula
4. Baut angkur M12
5. Scaffolding
6. Cutter, hammer, drill, spatula dll.

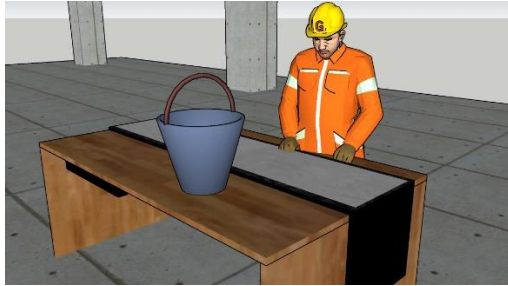
Metode Kerja :

Persiapan Permukaan Beton dan CFRP



Gambar 9.7. Pembongkaran dinding

1. Lakukan pembongkaran dinding atau komponen fasad yang terpasang di bawah balok yang akan diperkuat.
2. Permukaan beton yang akan diperkuat harus dibersihkan dan diratakan, tidak terdapat bagian yang menonjol ataupun berlubang
3. Potong Sika Wrap sesuai kebutuhan untuk dipasang di balok sesuai perhitungan.
4. Permukaan Sika Wrap dengan kuas dan air secara hati - hati sehingga tidak terkontaminasi debu.
5. Tunggu sampai permukaan Sika Wrap benar-benar kering sebelum diberi bahan perekat adhesif.



Gambar 9.8. Pasang Sikadur 30 pada Sika Wrap

6. Oleskan Sikadur 30 sebagai bahan perekat pada Sika Wrap menggunakan spatula khusus

Prosedur Pemasangan CFRP

1. Tempelkan Sika Wrap yang telah dilapisi bahan perekat Sikadur 30 pada permukaan beton rencana.
2. Tekan menggunakan roller sampai lem keluar di kedua sisi Sika Wrap sehingga bahan menyatu sepenuhnya dengan beton.



Gambar 9.9. Pasang Sika Wrap pada Beton

3. Pasangkan baut angkur menggunakan bor pada bagian balok sesuai *shop drawing*



Gambar 9.10. Pasang Baut pada Sika Wrap

4. Lakukan pengecekan dengan mengetuk – ngetuk permukaan Sika Wrap untuk memastikan tidak ada bagian yang masih kosong.
5. Apabila masih ada bagian yang masih kosong, segera lakukan penambahan Sikadur 30 di bagian tersebut.

Quality Plan :

1. Pastikan Sika Wrap terpasang rapi dan rata (tidak bergelombang).
2. Pastikan Sika Wrap tidak terdapat Sikadur 30 pada bagian permukaan luarnya.
3. Bersihkan sisa – sisa sikadur 30 pada beton.

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja
2. Berhati – hatilah saat bekerja di ketinggian
3. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan

9.3.2 Metode Pelaksanaan CFRP Lentur Tumpuan

Alat dan Bahan :

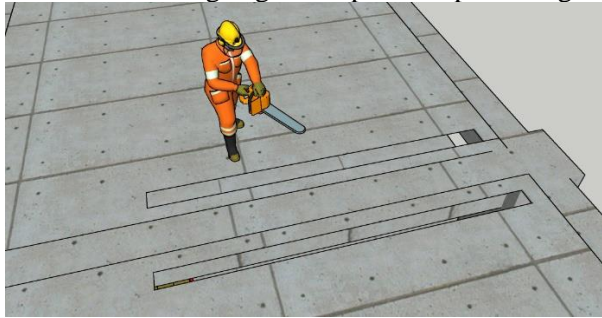
1. Bahan Perekat Sikadur 30
2. CFRP Sika
3. Kuas dan Spatula

4. Baut angkur M12
5. Scaffolding
6. Cutter, hammer, drill, spatula dll.

Metode Kerja :

Persiapan Permukaan Beton dan CFRP

1. Lakukan pembongkaran pelat yang akan dipasang CFRP sesuai dengan gambar pada shop drawing.

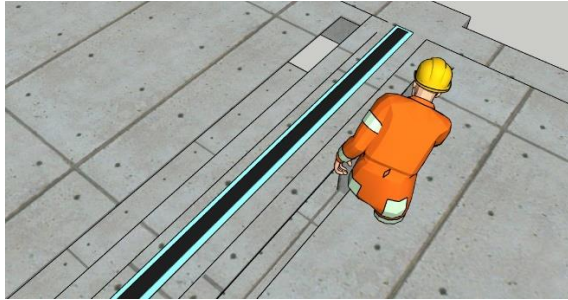


Gambar 9.11. Pembongkaran Pelat Beton

2. Permukaan beton yang akan diberi perkuatan CFRP harus dibersihkan dan diratakan, tidak terdapat bagian yang menonjol ataupun berlubang
3. Potong Sika Carbodur S512 sesuai kebutuhan untuk dipasang di balok sesuai perhitungan.
4. Permukaan Sika Carbodur S512 dengan kuas dan air secara hati - hati.
5. Tunggu sampai permukaan Sika Wrap benar-benar kering sebelum diberi bahan perekat adhesif.
6. Oleskan Sikadur 30 sebagai bahan perekat pada Sika Wrap menggunakan spatula khusus

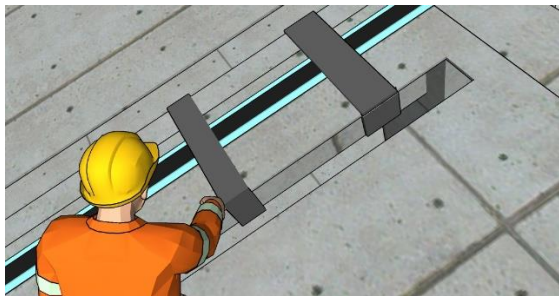
Persiapan Permukaan Beton dan CFRP

1. Tempelkan Sika Carbodur S512 yang telah dilapisi bahan perekat Sikadur 30 pada permukaan beton rencana.



Gambar 9.12. Ratakan menggunakan roller

2. Tekan menggunakan roller sampai lem keluar di kedua sisi Sika Carbodur S512 sehingga bahan menyatu sepenuhnya dengan beton.
3. Lakukan pengecekan dengan mengetuk – ngetuk permukaan Sika Carbodur S512 untuk memastikan tidak ada bagian yang masih kosong.
4. Apabila masih ada bagian yang masih kosong, segera lakukan penambahan Sikadur 30 di bagian tersebut.



Gambar 9.13. Ratakan menggunakan roller

5. Pasangkan Sika Wrap 231-C untuk pengangkuran CFRP pada balok tumpuan sesuai gambar *shop drawing*

Quality Plan :

1. Pastikan Sika Carbodur S512 terpasang rapi dan rata (tidak bergelombang).

2. Pastikan tidak ada bagian yang patah ataupun tertekuk pada Sika Carbodur S512
3. Pastikan Sika Carbodur S512 tidak terdapat Sikadur 30 pada bagian permukaan luarnya.
4. Bersihkan sisa – sisa sikadur 30 pada beton.

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja
2. Berhati – hatilah saat memotong pelat CFRP
3. Berhati – hatilah saat bekerja di ketinggian
4. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan

9.3.3 Metode Pelaksanaan *Jacketing* Pelat

Alat dan Bahan :

1. Chemical Anchor HILTI Rev 500
2. Truck Mixer
3. Concrete Pump
4. Tower Crane
5. Pembesian sesuai dimensi
6. Kawat Besi
7. Multiplek bekisting
8. Kayu usuk bekisting
9. Cutter, hammer, drill, spatula dll.

Metode Kerja :

Pemasangan Chemical Anchor

1. Kasarkan permukaan yang akan dicor menggunakan metode *chipping*



2. Bersihkan dan tandai permukaan beton yang akan dipasangi chemical anchor



Gambar 9.13. Membuat lubang untuk perletakan *chemical anchor*

3. Buat lubang sesuai dengan kedalaman rencana kemudian bersihkan lubang tersebut dari sisa – sisa pengeboran menggunakan sikat dan kompresor.



Gambar 9.14. Masukkan tulangan untuk *chemical anchor*

4. Masukkan tulangan yang akan digunakan penghubung geser ke dalam lubang.

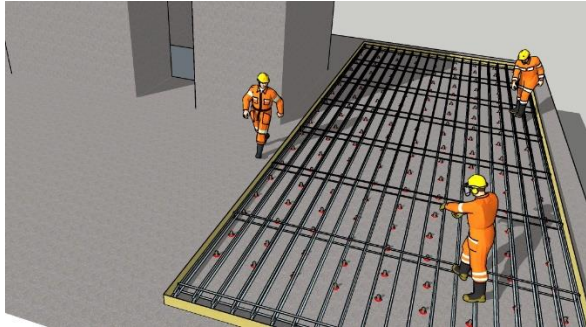


Gambar 9.15. Masukkan lem perekat untuk *chemical anchor*

5. Tuangkan cairan lem menggunakan alat penembak khusus sampai pada permukaan pelat eksisting.
6. Bersihkan sisa – sisa lem yang meluber di sekitar tulangan yang terpasang apabila sudah mengering.

Persiapan Pengecoran Beton

1. Fabrikasi bekisting dan pembesian dilakukan di bawah dan diangkut menggunakan *truck crane*.
2. Kasarkan permukaan beton yang akan dicor menggunakan metode *chipping*, kemudian bersihkan sisa – sisa beton yang terkelupas sampai bersih tak bersisa
3. Lanjutkan dengan pemasangan bekisting sesuai rencana, pastikan cukup ruang untuk pemasangan pembesian dinding tangki.



Gambar 9.16. Persiapan pengecoran *jacketing*

4. Setelah itu lakukan pengecekan pastikan selimut rencana sudah sesuai dengan menggunakan beton decking
5. Lakukan pengecoran sampai pada elevasi rencana.

Quality Plan :

1. Lubang chemical anchor tertutup rapi dan rata
2. Beton tidak keropos dan rapuh
3. Tebal selimut sesuai rencana

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja
2. Berhati – hatilah saat bekerja di ketinggian
3. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan
4. Jangan buang sisa – sisa CFRP sembarangan

9.3.4 Metode Pelaksanaan Dinding Tangki

Alat dan Bahan :

1. Chemical Anchor HILTI Rev 500
2. Alat Bor
3. Truck Mixer
4. Concrete Pump
5. Tower Crane
6. Pembesian sesuai dimensi
7. Kawat Besi
8. Multiplek bekisting
9. Jack Base U Head
10. Kayu usuk
11. Tie Rod
12. Pipa PCH
13. Kayu usuk bekisting
14. Cutter, hammer, drill, spatula dll.

Metode Kerja :

Pemasangan Chemical Anchor

1. Bersihkan dan tandai permukaan beton yang akan dipasang chemical anchor
2. Buat lubang sesuai dengan kedalaman rencana kemudian bersihkan lubang tersebut dari sisa – sisa pengeboran menggunakan sikat dan kompresor.



Gambar 9.17. Masukkan tulangan U untuk *chemical anchor*

3. Bengkokkan tulangan yang akan difungsikan sebagai *chemical anchor* membentuk huruf U lalu tandai batas kedalaman dan batas sambungan tulangannya kemudian pasang sesuai dengan kedalaman rencana.
4. Tuangkan cairan lem menggunakan alat penembak khusus sampai pada permukaan pelat eksisting.
5. Bersihkan sisa – sisa lem yang meluber di sekitar tulangan yang terpasang apabila sudah mengering.

Persiapan Pengecoran Beton

1. Fabrikasi bekisting dan pembesian dinding dilakukan di bawah dan diangkat menggunakan *tower crane*.



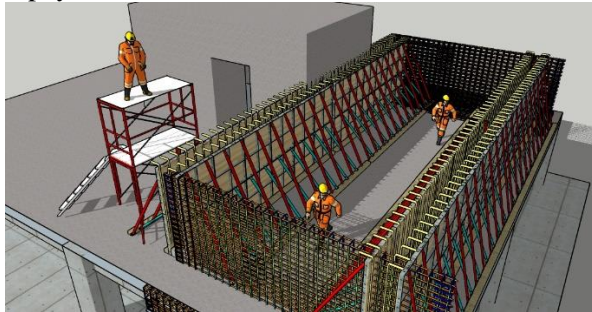
Gambar 9.18. Masukkan tulangan U untuk *chemical anchor*

2. Lakukan perakitan tulangan, pastikan tulangan dinding arah vertikal dan horizontal terikat pada tulangan *chemical anchor*, pastikan ikatan dengan kawat besi erat dan kuat.
3. Sisakan tulangan di bagian atas dinding untuk disambungkan dengan tulangan pelat penutup.



Gambar 9.19. Pemasangan tulangan vertikal dan tulangan horizontal

4. Lanjutkan dengan pemasangan bekisting, bekisting dipasang sesuai dengan tulangan yang terpasang terlebih dahulu yaitu pada bentang yang terpanjang, tahanan bekisting menggunakan rangkaian Pipa PCH supaya tidak roboh.



Gambar 9.20. Pemasangan bekisting

5. Setelah itu lakukan pengecekan pastikan selimut rencana sudah sesuai dengan menggunakan beton decking.
6. Lakukan pengecoran sampai pada elevasi rencana.
7. Lakukan hal yang sama untuk pengecoran sisi bentang pendek.

Quality Plan :

1. Lubang chemical anchor tertutup rapi dan rata
2. Beton tidak keropos dan rapuh
3. Tebal selimut sesuai rencana

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja
2. Berhati – hatilah saat bekerja di ketinggian
3. Pastikan rangkaian pipa support PCH terkunci dengan kokoh dan kuat
4. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan

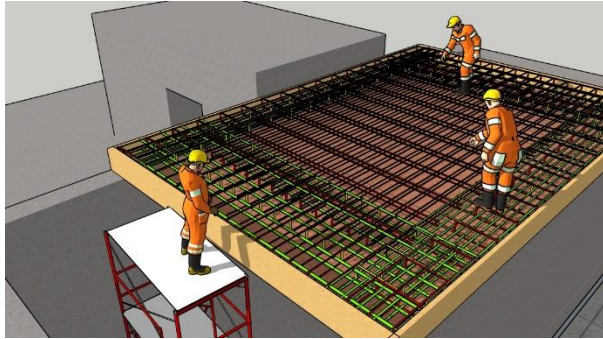
9.3.5 Metode Pelaksanaan Pelat Penutup Tangki

Alat dan Bahan :

1. Truck Mixer
2. Concrete Pump
3. Tower Crane
4. Pembesian sesuai dimensi
5. Kawat Besi
6. Multiplek bekisting
7. Kayu usuk bekisting

Metode Kerja :

1. Fabrikasi bekisting dan pembesian dinding dilakukan di bawah dan diangkut menggunakan *tower crane*.
2. Rakit tulangan pelat penutup utama beserta spasi untuk bagian *manhole*-nya, pastikan tulangan tersambung pada tulangan dinding beton
3. Lanjutkan dengan pemasangan bekisting sesuai rencana, pastikan cukup ruang untuk pemasangan pembesian dinding tangki.



Gambar 9.21. Persiapan pengecoran penutup tangki

4. Setelah itu lakukan pengecekan pastikan selimut rencana sudah sesuai dengan menggunakan beton decking.
5. Lakukan pengecoran sampai pada elevasi rencana.

Quality Plan :

1. Beton tidak keropos dan rapuh
2. Tebal selimut sesuai rencana

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja.
2. Berhati – hatilah saat bekerja di ketinggian.
3. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan.

9.3.6 Metode Pelaksanaan *Waterproofing*

Alat dan Bahan :

1. Primer *Coating Waterproof*
2. *Membrane Waterproofing*
3. Kawat ayam
4. Kuas
5. Kompresor
6. Roller

Metode Kerja :

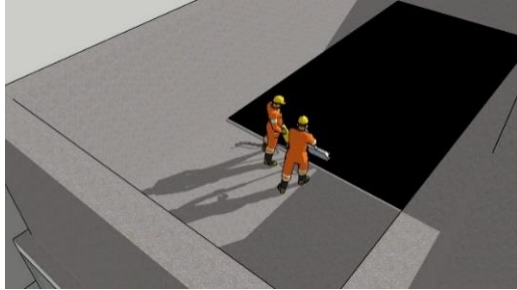
Pemasangan *Waterproofing*

1. Bersihkan bagian beton yang akan dipasang *waterproof*, pastikan sampai benar – benar permukaan rata dan bersih.



Gambar 9.22. Pelaburan primer coating

2. Laburkan Primer *Coating* pada seluruh permukaan rencana, pastikan primer coating terpasang rapi dan tidak bergelombang



Gambar 9.23. Perataan *Membrane Waterproofing*

3. Lanjutkan dengan pemasangan *membrane waterproofing*, pasang di atas lapisan primer *coating* dengan bantuan compressor panas agar daya lekatnya semakin kuat.
4. Lakukan tes rendam selama 1 x 24 jam, jika selama waktu tersebut tidak terjadi kebocoran, maka bisa dilanjutkan dengan pekerjaan *screeding*.

Pekerjaan Screeding

1. Lapisi area yang akan dilakukan screeding dengan kawat ayam, pastikan semua area tertutup rata
2. Lakukan screeding dengan campuran semen – pasir sampai ketinggian 2 – 3 cm.

Quality Plan :

1. Tidak ada kebocoran sama sekali ketika dilakukan tes rendam selama 1 x 24 jam
2. *Screed* rapi dan tidak bergelombang.

Analisa K3L :

1. Gunakan Alat Pelindung Diri (helm, masker dan sarung tangan) ketika bekerja.
2. Bersihkan peralatan setelah selesai digunakan.

BAB X PENUTUP

10.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Perkuatan Dari hasil analisa struktur dan cek permodelan yang ada pada BAB IV, permodelan gedung Waskita Rajawali Tower yang telah ditambahkan tangki air beton, secara umum terdapat beberapa bagian struktur balok dan pelat berlokasi pada lantai berikut :
 - a. Pekuatan *Concrete Jacketing* pada pelat S4 di lantai 16 pada area tangki air, penebalan dilakukan dari tebal = 120 mm menjadi $t = 210$ mm
Dengan tulangan = ϕ 19-100 ($A_s = 1890$ mm²)
 - b. Perkuatan CFRP dibagi menjadi perkuatan utama (akibat beban tangki air) dan perkuatan opsional apabila ingin meningkatkan bangunan sesuai dengan peraturan peta gempa terbaru 2017 sebagai berikut :

LANTAI LOKASI	OVERCAPACITY BALOK	
	GESER	LENTUR
LMR	-	-
LT. 16 (OPS & UTAMA)	v	v
LT. 15 (OPSIONAL)	v	-
LT. 14 (OPSIONAL)	v	-
LT. 13 (OPSIONAL)	v	-
LT. 12 (OPSIONAL)	v	-
LT. 11 (OPSIONAL)	v	-
LT. 10 (OPSIONAL)	v	-
LT. 9 (OPSIONAL)	v	-
LT. 8 (OPSIONAL)	v	-
LT. 7 & P7 (OPSIONAL)	v	v
LT. 6 & P6 (OPSIONAL)	v	v
LT.5 & P5 (OPSIONAL)	v	v
LT. 4 & P4 (OPSIONAL)	v	v
LT. 3 & P3 (OPSIONAL)	v	v
LT. 2 & P2 (OPSIONAL)	v	v
LT. GF (OPSIONAL)	v	v
BASEMENT	-	-

2. Dari hasil perhitungan struktur tangki air dengan dimensi 14 m x 32 m, penulangannya adalah sebagai berikut :

Tipe Penampang	Tulangan		
	Tipe	Diameter	Jarak
Pelat Jacketing	Arah X	Ø19 -	100
t = 250 mm	Arah Y	Ø19 -	100
Dinding L = 14 m	Arah X	Ø22 -	200
t = 600 mm	Arah Y	Ø22 -	250
Dinding L = 32 m	Arah X	Ø22 -	150
t = 800 mm	Arah Y	Ø22 -	175
Penutup Tangki	Arah X	Ø29 -	100
t = 300 mm	Arah Y	Ø29 -	100

3. Seluruh sambungan antara beton lama dan beton baru pada desain tangki air rencana menggunakan *Chemical Anchor HILTI HIT RE-500*.
4. Dari hasil analisa kesesuaian pada SRPMK, semua bagian struktur yang dianalisa sudah sesuai dengan standard sesuai SNI 2847-2013.
5. Dari hasil analisa pondasi pilecap dan *raft foundation* pada bab VII, tidak terdapat overcapacity pada elemen pondasi.
6. Dari hasil perhitungan desain perkuatan struktur pada bab IX, seluruh perkuatan geser didesain dengan menggunakan Sika Wrap T-231 C dan seluruh perkuatan lentur didesain dengan Sika Carbodur S512.
7. Dari perhitungan anggaran biaya mulai dari tahap perkuatan struktur dan pekerjaan pembuatan tangki air beton, dengan metode pelaksanaan yang direncanakan, total anggaran biaya pekerjaan opsional (apabila akan dilakukan upgrade ke peraturan Peta Gempa 2017 didapatkan biaya sebesar Rp. 6.908.397.078,52 (termasuk PPN 10%), namun apabila hanya direncanakan perkuatan struktur dan biaya pekerjaan pembuatan tangki airnya saja didapatkan biaya sebesar Rp.6.555.771.711,17 rincian dari total anggaran biaya yang diperlukan sebagai berikut :

REKAPITULASI ANGGARAN BIAYA OPSIONAL UPGRADE PETA GEMPA 2017			
No	Nama Pekerjaan	Harga Total	
		(Rp.)	
1	PEKERJAAN PERKUATAN LENTUR	Rp	103,338,636.00
2	PEKERJAAN PERKUATAN GESER	Rp	284,992,919.78
3	PEKERJAAN DINDING BETON TANGKI AIR	Rp	1,349,886,261.66
4	PERKUATAN PELAT S4 AREA TANGKI AIR	Rp	4,036,836,887.99
5	PEKERJAAN PENUTUP TANGKI AIR	Rp	333,448,404.74
6	PEKERJAAN FINISHING dan PERSEWAAN	Rp	171,857,870.31
TOTAL BIAYA PEKERJAAN		Rp	6,280,360,980.47
+ PPN 10%		Rp	6,908,397,078.52

REKAPITULASI ANGGARAN BIAYA UTAMA			
No	Nama Pekerjaan	Harga Total	
		(Rp.)	
1	PEKERJAAN PERKUATAN LENTUR	Rp	67,763,040.00
3	PEKERJAAN DINDING BETON TANGKI AIR	Rp	1,349,886,261.66
4	PERKUATAN PELAT S4 AREA TANGKI AIR	Rp	4,036,836,887.99
5	PEKERJAAN PENUTUP TANGKI AIR	Rp	333,448,404.74
6	PEKERJAAN FINISHING, PERSEWAAN	Rp	171,857,870.31
TOTAL BIAYA PEKERJAAN		Rp	5,959,792,464.70
+ PPN 10%		Rp	6,555,771,711.17

8. Total durasi pekerjaan yang telah dijadwalkan dengan metode CPM (*Critical Path Method*) yaitu :
- Durasi pekerjaan perkuatan = 19 hari
 - Durasi pekerjaan total = 30 hari

10.2 Saran

Dari serangkaian proses analisis dan penulisan yang telah dilakukan, demi mendukung perkembangan penelitian dan penulisan bagi yang akan mengambil topik Tugas Akhir Terapan (TAT) perkuatan struktur, penulis memberikan beberapa saran yang untuk masa yang akan datang yaitu sebagai berikut :

1. Hendaknya proses evaluasi dilakukan dengan teliti dan berhati – hati, jangan terburu – buru karena satu kekeliruan kecil dapat berakibat fatal.
2. Pastikan seluruh data yang dibutuhkan (data struktur, arsitektur dan data tanah dan pondasi) telah lengkap sebelum memulai perhitungan.
3. Pada aplikasi ETABS, pastikan tidak ada *warning message* karena akan mempengaruhi hasil perhitungan.
4. Rencanakan metode pelaksanaan yang efektif dan efisien.

DAFTAR PUSTAKA

SNI 2847-2013 : *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*

SNI 1726-2012 : *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk*

Bangunan Gedung

SNI 1727:2013 : *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan*

Struktur Lain

ACI 440-2R : *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded*

FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

ACI 440-2R : *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded*

FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

Barier, A. (2011). *Method Statement Sika® CarboDur® Externally Bonded Reinforcement “Sika Services AG”*. Switzerland: Sika Service AG.

Dipohusodo, I. (1993). *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum Indonesia.

Hasoum, M. N., & Manassir, A. A. (2008). *Structural Concrete Theory and Design 4th Edition*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

- Hollaway, L., & Leeming, M. (1999). *Strengthening of reinforced concrete structures Using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*. Washington DC: CRC Press.
- Imran, I., & Hendrik, F. (2017). *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*. Bandung: ITB.
- M. Das, B. (2007). *Principles of Foundation Engineering 6th Edition*. Canada: Thomson.
- Mahmoud-Al, F., Francois, R., & Castel, A. (2013). *Modelling of flexural behaviour of RC beams strengthened with NSM CFRP rods including serviceability*. Villers-lès-Nancy, France: Institut Jean Lamour, CP2S, Nancy Université.
- Movaghati, S., & Rahai, A. (2010). Numerical Analysis of Steel HSS Beam-Column Retrofitted with CFRP. *The 2nd International Conference on Composites: Characterization, Fabrication and Application (CCFA-2) Dec. 27-30, 2010, Kish Island, Iran, 3*.
- Nakayama, Y. (2009). *Introduction to Fluid Mechanics*. Tokyo: YOKENDO CO. LTD.
- Parmo. (2016). METODE PERKUATAN KOLOM BETON PASCA GEMPA MENGGUNAKAN GFRP DAN CFRP. *Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah IX (ATPW)* (p. 17). Surabaya: ISSN.

- PUPR, T. P. (2017). *Peta Sumber dan Bahaya Gempa Tahun 2017*. Bandung: Pusat Penelitian dan Pengembangan PUPR.
- Soenaryo, A., & H, M. T. (2009). PERBAIKAN KOLOM BETON BERTULANG MENGGUNAKAN CONCRETE JACKETING DENGAN PROSENTASE BEBAN RUNTUH YANG BERVARIASI. *Jurnal Rekayasa Sipil Volume 3*.
- Teran, A., & Ruiz, J. (1992). Reinforced Concrete Jacketing of Existing Structures. *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain: Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
- Waghmare, P. B. (2011). *MATERIALS AND JACKETING TECHNIQUE FOR RETROFITTING OF STRUCTURES*. Wardha–Maharashtra: Acharya Shrimannarayan Polytechnic.
- Young, D. F., Munson, B. R., H. Okiishi, T., & Huebsch, W. W. (2010). *A Brief Introduction To Fluid Mechanics*. New Jersey: John Wiley and Sons, Inc.

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

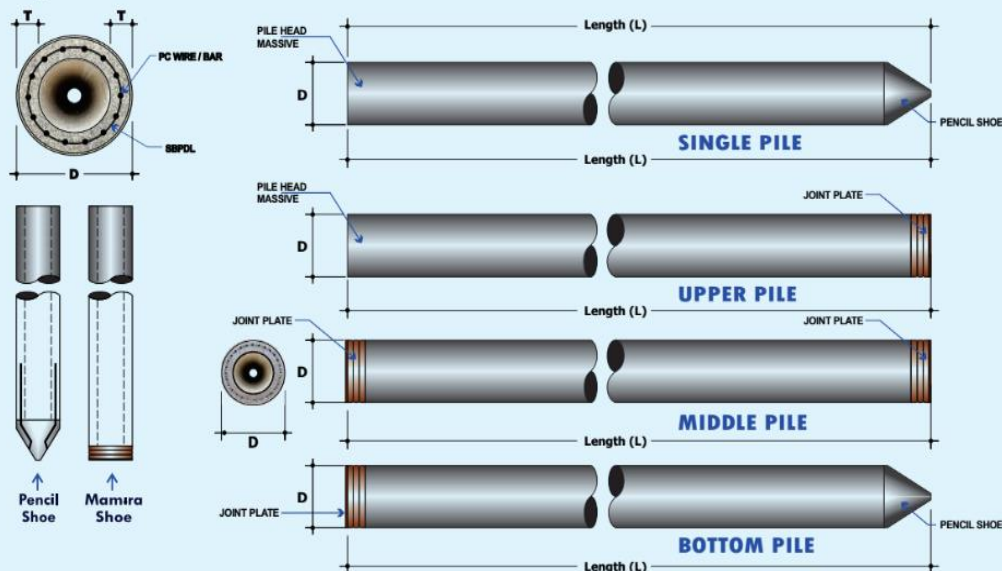
Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987
ACI 543 - 00
SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code

PT WASKITA BETON PRECAST

Shape and Dimension



Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregate	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : Water reducing admixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	S8PDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS A5.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm ²)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3,50	5,25	93,10
		A3				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
		C				12,50	25,00	134,90
500	90	A1	1,159	290	6 - 16	10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
		B				15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
600	100	A1	1,571	393	6 - 16	17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
		A3				22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
800	120	A1	2,564	641	6 - 24	40,00	60,00	412,00
		A2				45,00	67,50	408,20
		A3				49,00	73,50	400,70
		B				55,00	99,00	385,20
		C				65,00	117,00	373,10
1000	140	A1	3,782	946	6 - 24	75,00	112,50	614,40
		A2				81,00	121,50	606,40
		A3				95,00	142,50	589,30
		B				105,00	189,00	571,20
		C				120,00	216,00	555,70
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
		B				170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20

BORING LOG

Boring No. : BH - 2

PROJECT : **CIKOKO OFFICE**

CLIENT : *PT. Adhi Karya*

LOCATION : *Jl. MT. Haryono, Pancoran, Jakarta Selatan*

DRILLER : *Ade Juanda*

DRILL RIG : *AX-OP1*

GROUND WATER TABLE : Initial  : -8,10

At Completion  : -8,10

PROJECT NO. : *DCM.G.18 - 006*

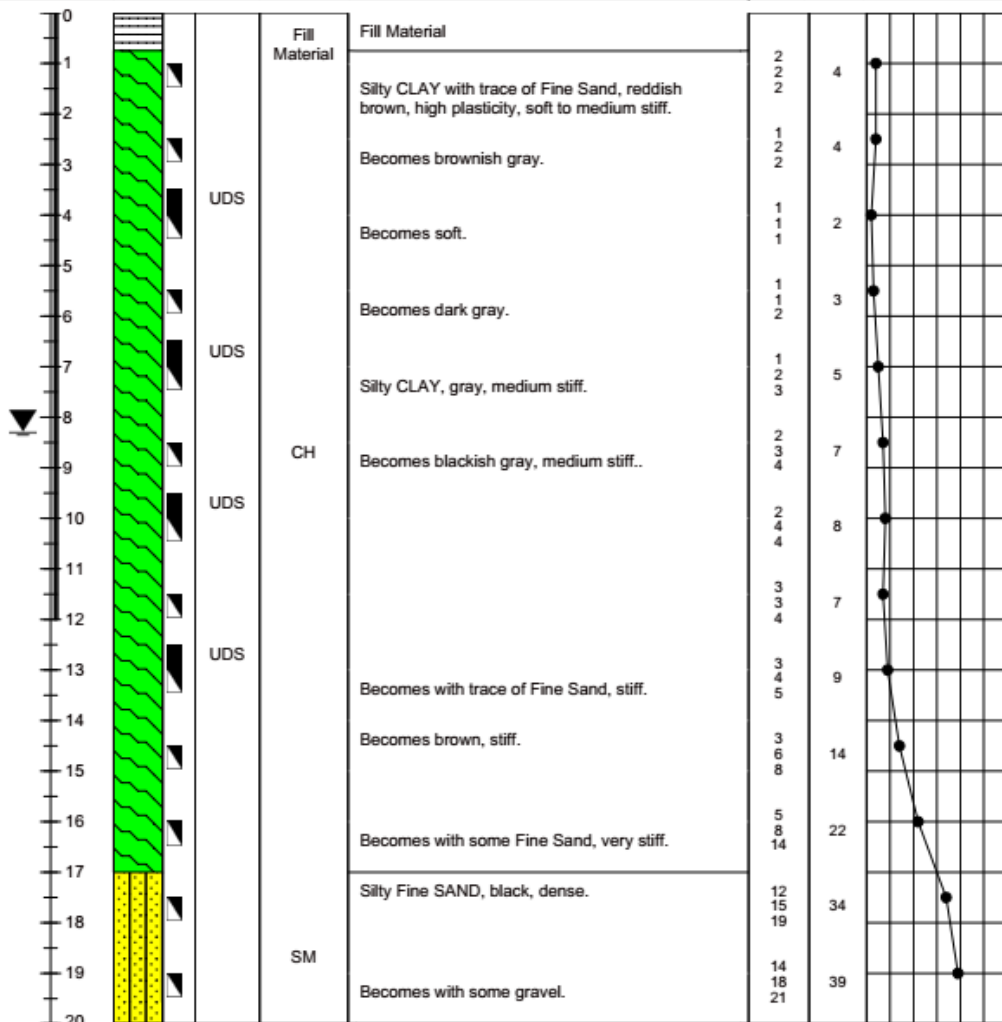
TESTED DATE : *02 - 05/02/2018*

ELEVATION : *-4,00*

LOGGED BY : *Indah*

BORING METHOD : *Continuous Coring*

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST		
				N1 N2 N3	N-SPT	10 30 50



BORING LOG

Boring No. : BH - 2

PROJECT : **CIKOKO OFFICE**

CLIENT : *PT. Adhi Karya*

LOCATION : *Jl. MT. Haryono, Pancoran, Jakarta Selatan*

DRILLER : *Ade Juanda*

DRILL RIG : *AX-OP1*

GROUND WATER TABLE : Initial ∇ : -8,10

PROJECT NO. : *DCM.G.18 - 006*

TESTED DATE : *02 - 05/02/2018*

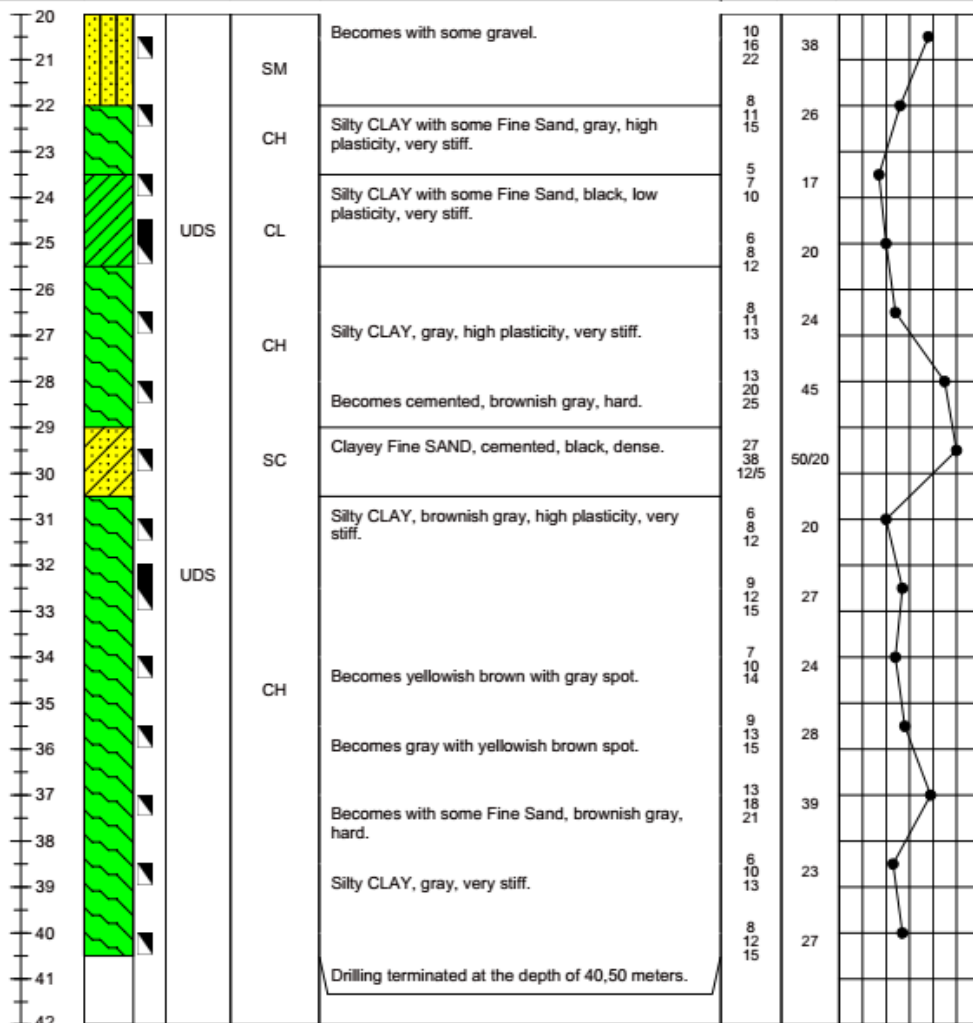
ELEVATION : *-4,00*

LOGGED BY : *Indah*

BORING METHOD : *Continuous Coring*

At Completion \blacktriangledown : -8,10

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST		
				N1 N2 N3	N-SPT	10 30 50



LEMBAR REVISI dan TAMBAHAN

1. Perbandingan *design code* yang digunakan saat perencanaan struktur eksisting

Dari hasil wawancara yang dilakukan penulis dengan pihak mantan kepala proyek Waskita Rajawali Tower, didapati hasil bahwa dalam tahap perencanaanya, *design code* yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Perencanaan Struktur Beton mengacu pada SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
- Perencanaan beban minimum mengacu pada SNI 1726-2015 tentang Peraturan Beban untuk Struktur Gedung dan Struktur Lainnya
- Perencanaan beban gempa mengacu pada standard SNI 1726-2012 dengan peta gempa terbaru dari laman Peta Gempa Pusjatan tahun 2017 dengan parameter seismik sebagai berikut :
 1. $S_s = 0,523$
 2. $S_1 = 0,275$
 3. Kelas Situs = E (Tanah Lunak)

Standard atau *design code* yang digunakan penulis dalam proses penelitian dan pengerjaan Tugas Akhir Terapan sudah sama seperti yang digunakan pada tahap perencanaan.

2. Perbandingan *overcapacity* sebelum dan setelah ditambahkan

Rekapitulasi Overcapacity Lentur

PROFIL			LOKASI	Mn	EKSISTING		TAMBAHAN	
					Mu	D/C	Mu	D/C
U.N	LANTAI	KODE		KN-m	KN-m	Ratio	KN-m	Ratio
1817	LT. 2 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	549.24	1.04	629.79	0.90
1818	LT. 2 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	539.24	1.05	629.31	0.90

PROFIL			LOKASI	Mn	EKSISTING		TAMBAHAN	
					Mu	D/C	Mu	D/C
U.N	LANTAI	KODE		KN-m	KN-m	Ratio	KN-m	Ratio
1664	LT. 3 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	491.04	1.16	585.19	0.97
1665	LT. 3 & P3A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	534.45	1.06	628.17	0.91
1053	LT. 4 & P4A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	520.42	1.09	614.28	0.93
1206	LT. 5 & P5A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	506.81	1.12	600.80	0.95
1359	LT. 6 & P6A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	512.70	1.11	606.63	0.94
1512	LT. 7 & P7A	G.1C 450/750	TUMPUAN	568.61	505.25	1.13	599.26	0.95
2571	LT. 16	G.1A 450/750	TUMPUAN	895.41	528.97	1.69	1113.62	0.80
2571	LT. 16	G.1A 450/750	TUMPUAN	895.41	534.78	1.67	1102.33	0.81

Rekapitulasi Overcapacity Geser

PROFIL			LOKASI	ϕV_n	EKSISTING		TAMBAHAN	
					Vu	D/C	Vu	D/C
U.N	LANTAI	KODE		KN	KN	Ratio	KN	Ratio
119	LT. GF	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	138.078	1.67	290.690	0.79
119	LT. GF	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	92.657	1.78	218.018	0.76
120	LT. GF	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	156.724	1.47	329.945	0.70
120	LT. GF	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	105.170	1.57	247.459	0.67
121	LT. GF	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	137.475	1.68	289.420	0.80
121	LT. GF	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	92.253	1.79	217.065	0.76
122	LT. GF	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	149.779	1.54	315.325	0.73
122	LT. GF	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	100.510	1.64	236.494	0.70
514	MEZZANIN	B.5 250/500	TUMPUAN	156.76	94.470	1.66	198.885	0.79
516	MEZZANIN	B.5 250/501	TUMPUAN	156.76	159.857	1.43	231.277	0.68
514	MEZZANIN	B.5 250/502	TUMPUAN	156.76	110.819	1.41	233.304	0.67
516	MEZZANIN	B.5 250/503	TUMPUAN	156.76	107.934	1.45	227.228	0.69

527	MEZZANIN	B.5 250/504	TUMPUAN	156.76	100.425	1.56	211.422	0.74
527	MEZZANIN	B.5 250/505	TUMPUAN	156.76	99.278	1.58	209.006	0.75
530	MEZZANIN	B.5 250/506	TUMPUAN	156.76	98.317	1.59	206.984	0.76
530	MEZZANIN	B.5 250/507	TUMPUAN	156.76	159.858	1.43	231.279	0.68
534	MEZZANIN	B.5 250/508	TUMPUAN	156.76	104.095	1.51	219.148	0.72
702	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	121.866	1.89	256.560	0.90
720	LT. 2 & P2A	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	118.998	1.94	250.523	0.92
714	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	137.484	1.68	289.440	0.80
714	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	159.044	1.51	256.575	0.64
732	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	134.799	1.71	283.788	0.81
732	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	84.133	1.96	197.960	0.83
768	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	129.528	1.78	272.690	0.85
768	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	151.792	1.09	357.158	0.46
865	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	139.766	1.65	294.244	0.78
865	LT. 2 & P2A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	143.598	1.15	337.877	0.49
707	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	114.490	1.44	269.388	0.61
725	LT. 3 & P3A	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	111.796	1.47	263.049	0.63
719	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	137.484	1.68	289.440	0.80
719	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	159.044	1.51	256.575	0.64
737	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	134.799	1.71	283.788	0.81
737	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	84.133	1.96	197.960	0.83
815	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	129.528	1.78	272.690	0.85
815	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	151.792	1.09	357.158	0.46
870	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	139.766	1.65	294.244	0.78
870	LT. 3 & P3A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	143.598	1.15	337.877	0.49
706	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	120.214	1.37	282.858	0.58
724	LT. 4 & P4A	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	117.386	1.40	276.202	0.60
718	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	151.576	1.09	319.108	0.52
736	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	148.616	1.11	312.876	0.53
814	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	142.804	1.15	300.641	0.55

814	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	117.548	1.96	276.583	0.83
869	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	154.092	1.07	324.404	0.51
869	LT. 4 & P4A	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	111.202	2.08	261.652	0.88
705	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	126.225	1.31	297.000	0.56
723	LT. 5 & P5A	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	123.255	1.34	290.012	0.57
717	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	159.155	1.45	335.063	0.69
717	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	74.311	2.22	174.849	0.94
735	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	149.945	1.54	315.673	0.73
771	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	149.945	1.54	315.673	0.73
771	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	103.442	2.23	243.393	0.95
868	LT. 5 & P5A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	161.796	1.02	340.624	0.48
706	LT. 6 & P6A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	148.129	1.11	311.850	0.53
724	LT. 6 & P6A	B.1 300/601	TUMPUAN	164.87	144.643	1.14	304.512	0.54
718	LT. 6 & P6A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	162.113	1.02	351.816	0.47
736	LT. 6 & P6A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	163.849	1.01	344.946	0.48
814	LT. 6 & P6A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	157.442	1.05	331.456	0.50
869	LT. 6 & P6A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	163.886	1.01	357.655	0.46
703	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	155.535	1.06	327.443	0.50
721	LT. 7 & P7A	B.1 300/601	TUMPUAN	164.87	151.875	1.09	319.738	0.52
715	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	162.468	1.01	369.407	0.45
733	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	161.042	1.02	362.193	0.46
769	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	147.912	1.56	348.029	0.66
769	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	89.530	1.84	188.484	0.87
866	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	LAPANGAN	230.82	159.604	1.45	375.538	0.61
866	LT. 7 & P7A	B.1 300/600	TUMPUAN	164.87	84.696	1.95	178.308	0.92
628	LT. 8	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	124.428	1.86	261.954	0.88
633	LT. 8	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	121.500	1.90	255.790	0.90
630	LT. 8	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	140.375	1.64	295.526	0.78
631	LT. 8	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	137.633	1.68	289.755	0.80
800	LT. 8	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	132.251	1.75	278.423	0.83

800	LT. 8	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	76.100	2.17	179.059	0.92
804	LT. 8	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	142.705	1.62	300.431	0.77
804	LT. 8	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	71.992	2.29	169.393	0.97
3356	LT. 9	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	130.650	1.77	275.052	0.84
3361	LT. 9	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	127.575	1.81	268.580	0.86
3358	LT. 9	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	147.393	1.57	310.302	0.74
3359	LT. 9	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	144.515	1.60	304.242	0.76
803	LT. 9	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	138.864	1.66	292.345	0.79
803	LT. 9	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	76.481	2.16	179.955	0.92
813	LT. 9	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	149.840	1.54	315.452	0.73
813	LT. 9	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	72.352	2.28	170.240	0.97
2906	LT. 10	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	137.182	1.68	288.805	0.80
2986	LT. 10	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	133.954	1.72	282.009	0.82
2983	LT. 10	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	154.763	1.49	325.817	0.71
2984	LT. 10	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	151.741	1.52	319.455	0.72
802	LT. 10	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	145.807	1.58	306.962	0.75
802	LT. 10	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	76.863	2.14	180.854	0.91
806	LT. 10	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	157.332	1.47	331.225	0.70
806	LT. 10	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	72.714	2.27	171.091	0.96
2349	LT. 11	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	137.251	1.68	288.949	0.80
2349	LT. 11	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	107.608	1.53	253.196	0.65
2350	LT. 11	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	134.021	1.72	282.150	0.82
2350	LT. 11	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	101.799	1.62	239.528	0.69
801	LT. 11	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	154.840	1.49	325.980	0.71
805	LT. 11	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	151.817	1.52	319.614	0.72
2122	LT. 12	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	145.880	1.58	307.115	0.75
2122	LT. 12	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	101.152	1.63	238.004	0.69
2123	LT. 12	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	157.410	1.47	331.390	0.70
2123	LT. 12	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	95.691	1.72	225.156	0.73
914	LT. 12	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	122.865	1.34	289.094	0.57

915	LT. 12	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	119.974	1.37	282.291	0.58
4258	LT. 13	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	146.740	1.57	308.927	0.75
4259	LT. 13	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	158.339	1.46	333.346	0.69
918	LT. 13	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	138.130	1.67	290.799	0.79
921	LT. 13	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	134.879	1.71	283.956	0.81
4431	LT. 14	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	147.606	1.56	310.750	0.74
4432	LT. 14	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	159.273	1.45	335.312	0.69
920	LT. 14	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	138.945	1.66	292.515	0.79
923	LT. 14	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	135.675	1.70	285.632	0.81
3750	LT. 15	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	148.477	1.55	312.583	0.74
3751	LT. 15	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	160.213	1.44	337.291	0.68
919	LT. 15	B.1 300/600	TUMPUAN	230.82	139.764	1.65	294.241	0.78
922	LT. 15	B.1 300/601	TUMPUAN	230.82	136.476	1.69	287.317	0.80
4068	LT. 16	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	99.147	1.66	233.288	0.71
4069	LT. 16	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	79.162	2.08	186.265	0.89
924	LT. 16	B.1 300/600	LAPANGAN	164.87	98.399	1.68	231.527	0.71
925	LT. 16	B.1 300/601	LAPANGAN	164.87	75.920	2.17	178.635	0.92

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Dimas Yudhistira Gardiarsyah, dilahirkan di Surabaya, 30 Agustus 1997. Merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Dharma Wanita Persatuan Siwalan Panji, SD Muhammadiyah, SMPN 6 Sidoarjo, dan SMA Muhammadiyah 2 Sidoarjo. Setelah penulis lulus dari SMA Muhammadiyah 2 Sidoarjo tahun 2015, penulis mengikuti ujian masuk Diploma IV Teknik Sipil ITS

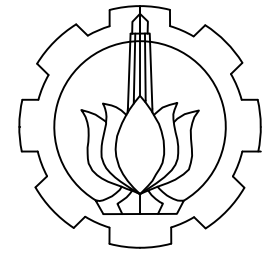
pada tahun 2015 dengan mengambil konsentrasi studi di bidang bangunan gedung. Pada saat kuliah penulis pernah aktif menjadi ketua UKM Karate-Do ITS, penulis diangkat sebagai salah satu Tim Ahli bidang Manajemen Konstruksi oleh biro DS Champion HMDS, penulis juga aktif pada beberapa seminar dan kepanitiaan yang pernah diadakan kampus, serta sempat mengikuti kerja praktek di PT. Waskita Karya (Persero), Tbk. Pada proyek pembangunang gedung Waskita Rajawali Tower penulis bersama tim CT-BIMAKARYA sempat mendapatkan juara 2 Lomba Tender Konstruksi pada dua kompetisi berbeda dan juara 1 Lomba Desain Rumah Lamah Lingkungan, penulis juga sempat mendapatkan juara 1 pada pertandingan Kumite Beregu pada Kejuaraan Daerah Karate INKAI, penulis dapat dihubungi melalui email : dimasyudhistira0100@gmail.com

DAFTAR GAMBAR

CODE	JUDUL GAMBAR	HALAMAN	CODE	JUDUL GAMBAR	HALAMAN
AAB	DENAH ARS RENCANA TANGKI	01	ARS	DENAH TIPIKAL LT. P3B - LT. P7B	13
AAB	DENAH METODE RENCANA TANGKI	02	ARS	DENAH TIPIKAL LT. 8 - LT. 11	14
AAB	RENCANA TANGKI L = 14 M	03	ARS	DENAH LT. 12	14
AAB	RENCANA TANGKI L = 32 M	04	ARS	DENAH TIPIKAL 13 - LT. 16	15
AAB	DETAIL PELAT TANGKI JACKETING	05	STR	DENAH BALOK KOLOM BASEMENT	01
AAB	DETAIL PENULANGAN DINDING	06	STR	DENAH BALOK KOLOM LT. GF	02
AAB	DETAIL SHEAR CONNECTOR PELAT	07	STR	DENAH BALOK KOLOM LT. MEZZANIN	03
AAB	DETAIL STRUKTUR PENUTUP TANGKI	08	STR	DENAH BALOK KOLOM TIPIKAL LT.2 & P2A - LT.7 & P7A	04
ARS	TAMPAK DEPAN (UTARA)	01	STR	DENAH BALOK KOLOM TIPIKAL P2B - P7B	05
ARS	TAMPAK BELAKANG (UTARA)	02	STR	DENAH BALOK KOLOM TIPIKAL LT. 8 - LT. 11	06
ARS	TAMPAK SAMPING (TIMUR)	03	STR	DENAH BALOK KOLOM LT. 12	07
ARS	TAMPAK SAMPING (BARAT)	04	STR	DENAH TIPIKAL LT. 13 - LT. 16	08
ARS	POTONGAN MEMANJANG	05	STR	DENAH TIPIKAL LT. 13 - LT. 16	09
ARS	POTONGAN MELINTANG	06	STR	DENAH TIPIKAL LT. 13 - LT. 16	10
ARS	DENAH LANTAI BASEMENT	07	STR	DETAIL KOLOM	11
ARS	DENAH LT. GROUND FLOOR	08	STR	DETAIL BALOK	13
ARS	DENAH LT. MEZZANIN	09	STR	DETAIL SHEARWALL	17
ARS	DENAH LT. 2 & P2A	10	STR	DETAIL PELAT	19
ARS	DENAH LT. P2B	11	PDS	DENAH SITEPLAN PONDASI	01
ARS	DENAH TIPIKAL LT. 3 & P3A - LT 7 & P7A	12	PDS	DENAH DETAIL PC.1 DAN PC.2	02

DAFTAR GAMBAR

CODE	JUDUL GAMBAR	HALAMAN	CODE	JUDUL GAMBAR	HALAMAN
PDS	DENAH DETAIL PC.4 DAN PC.5	03	ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	13
PDS	DENAH DETAIL PC.8	04	ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	14
PDS	DENAH DETAIL PC.12 & PC.14	05			
PDS	DENAH DETAIL PC.16	06			
PDS	DENAH DETAIL PC.13	07			
PDS	DENAH DETAIL PC.58	08			
PDS	DETAIL TIANG PANCANG	09			
PDS	DETAIL DINDING BASEMENT	10			
PKR	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	01			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	02			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	03			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	04			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	05			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	06			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	07			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	08			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	09			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	10			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	11			
ARS	DENAH DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR	12			



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

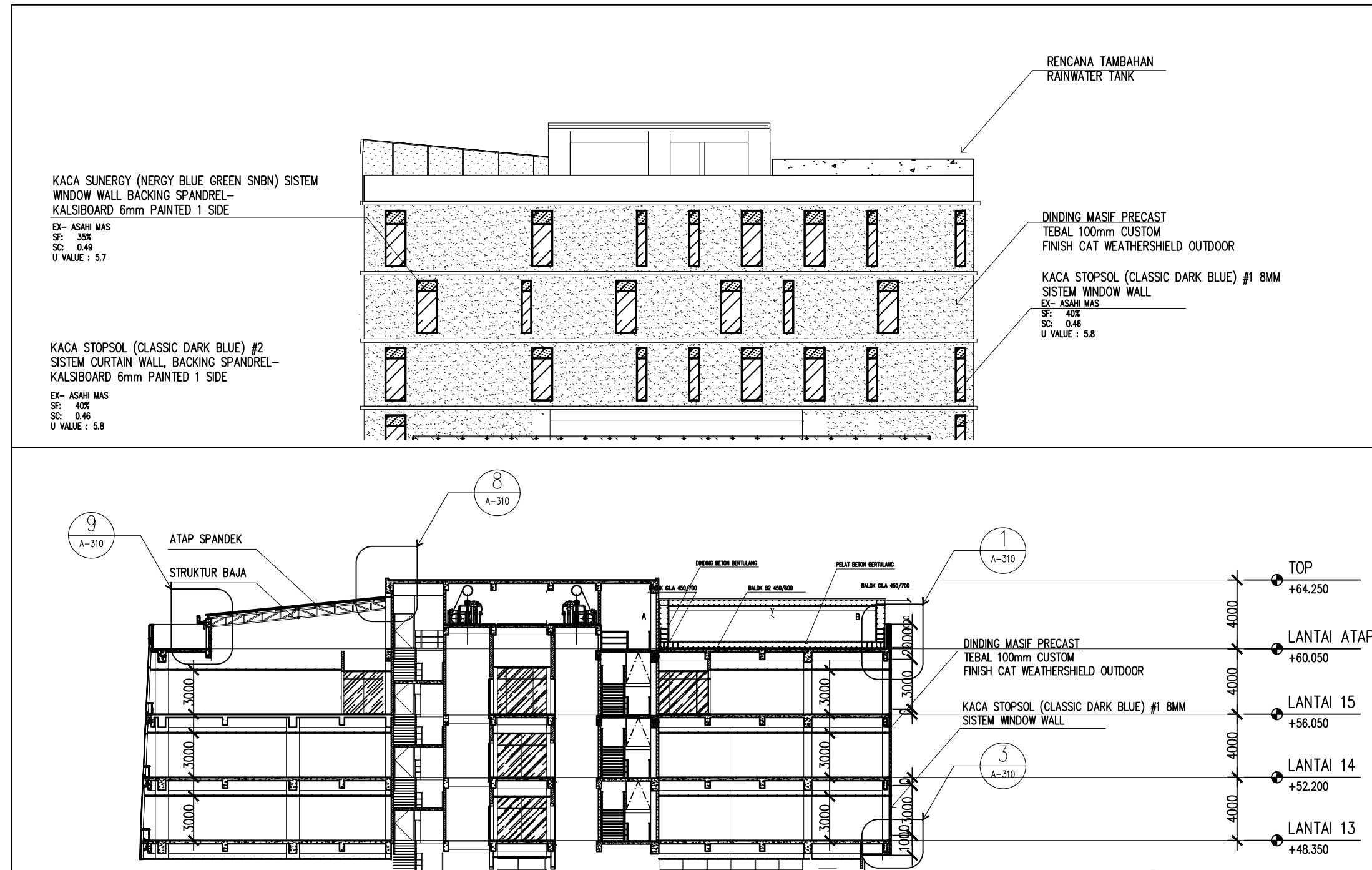
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2077

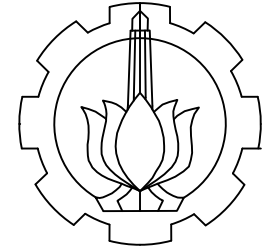
KETERANGAN

MUTU BETON :
 PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA :
 TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	03	08





DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

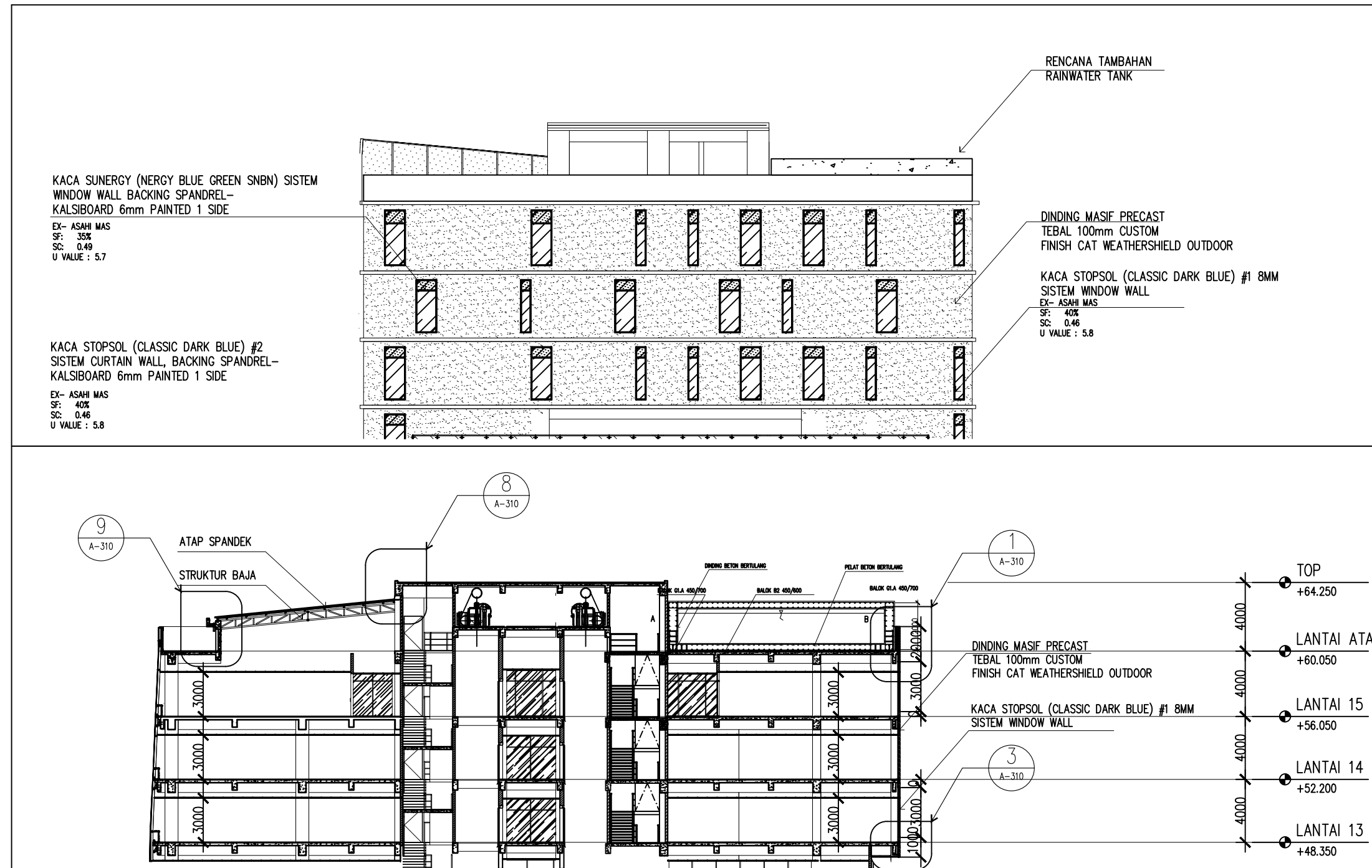
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

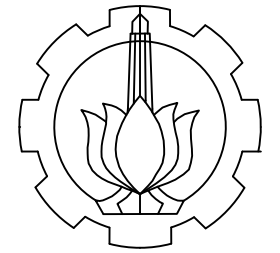
MUTU BETON :
 PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA :
 TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	04	08



RENCANA TANGKI AIR L = 32 M
 SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

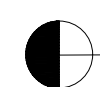
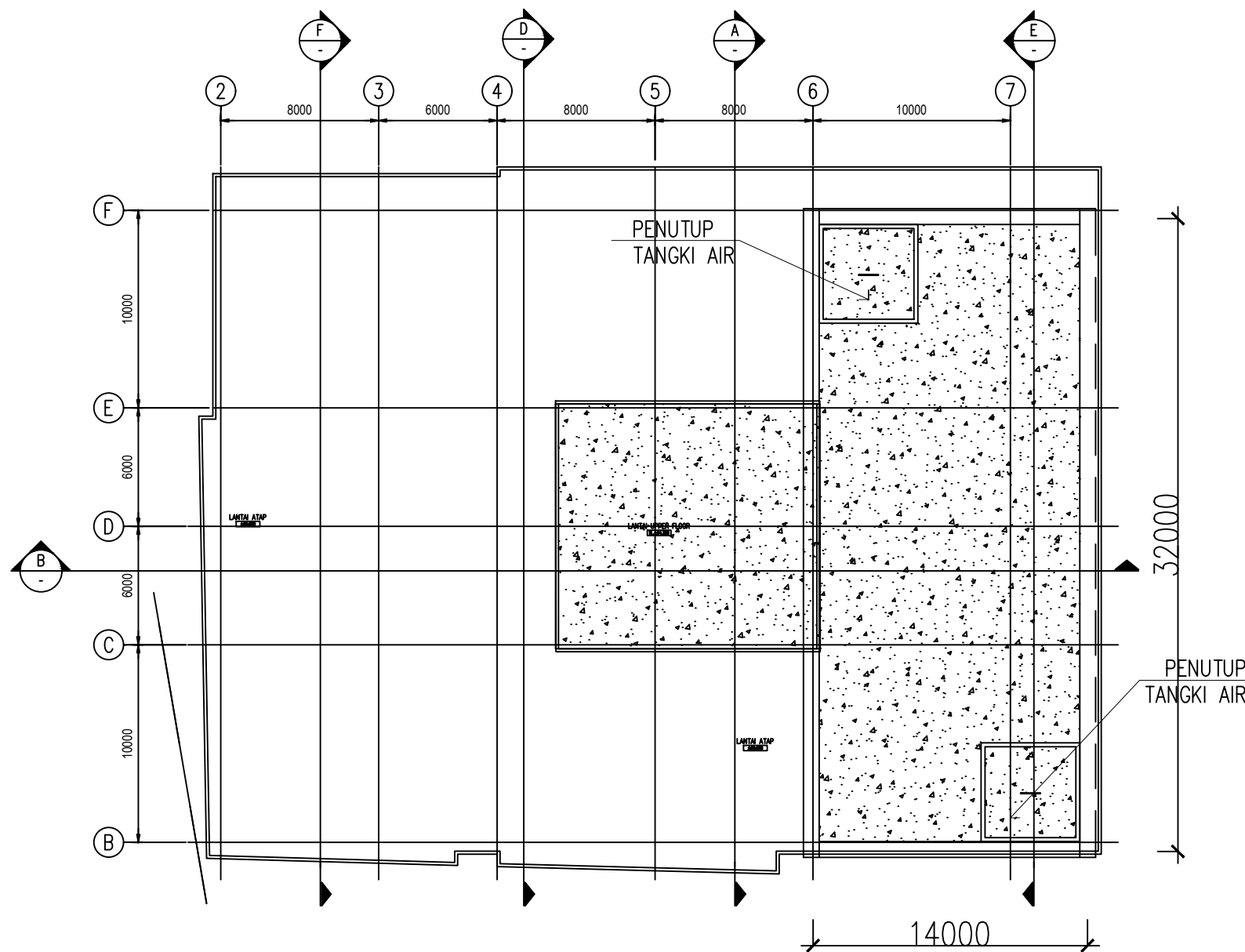
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

MUTU BETON :
PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

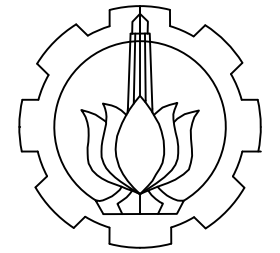
MUTU BAJA :
TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$



DENAH ARS RENCANA TANGKI AIR

SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	01	08



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

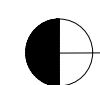
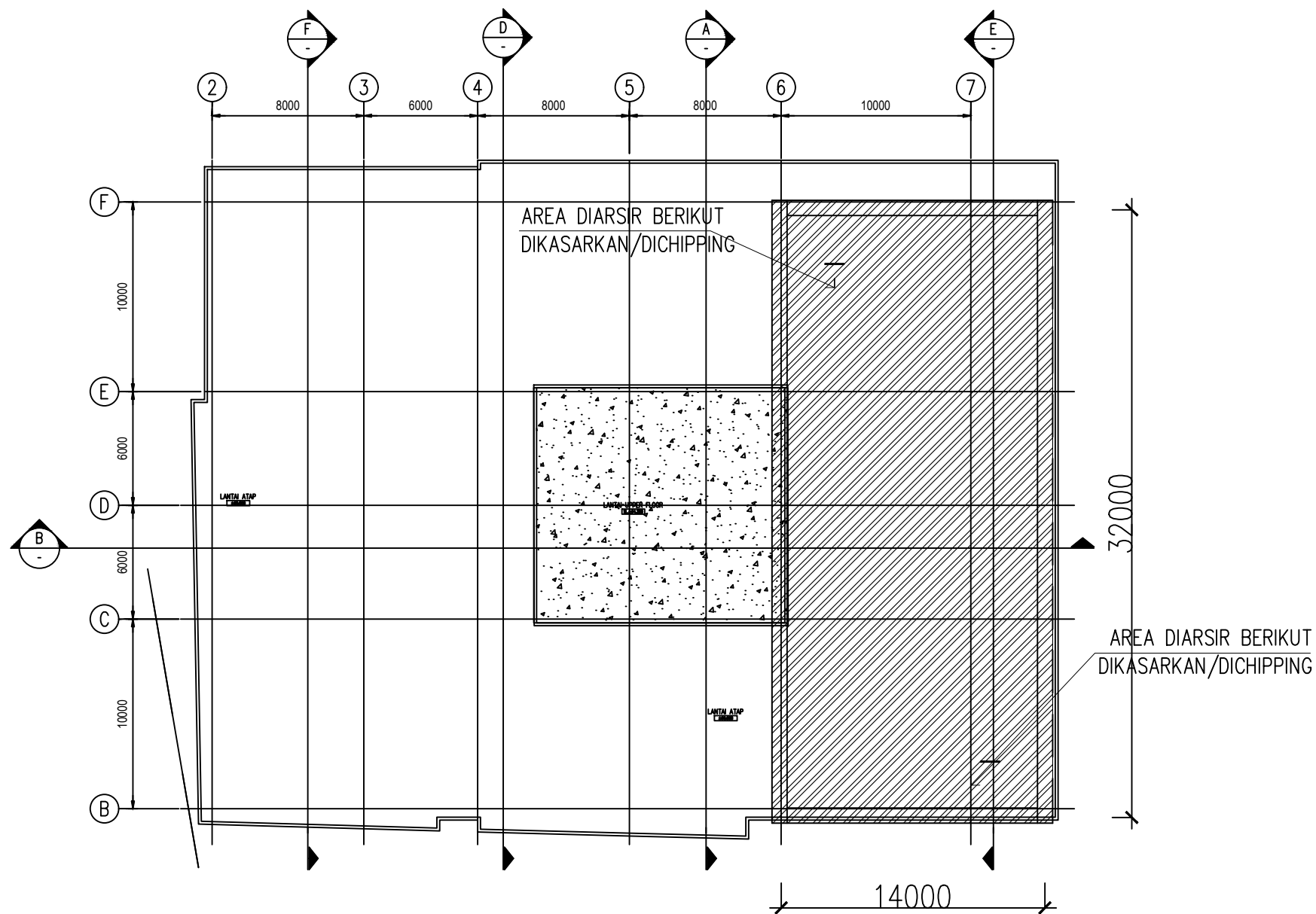
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

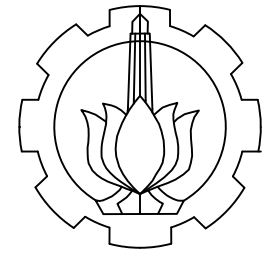
MUTU BETON :
PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA :
TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$



DENAH METODE RENCANA TANGKI
AIR SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	02	08



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2077

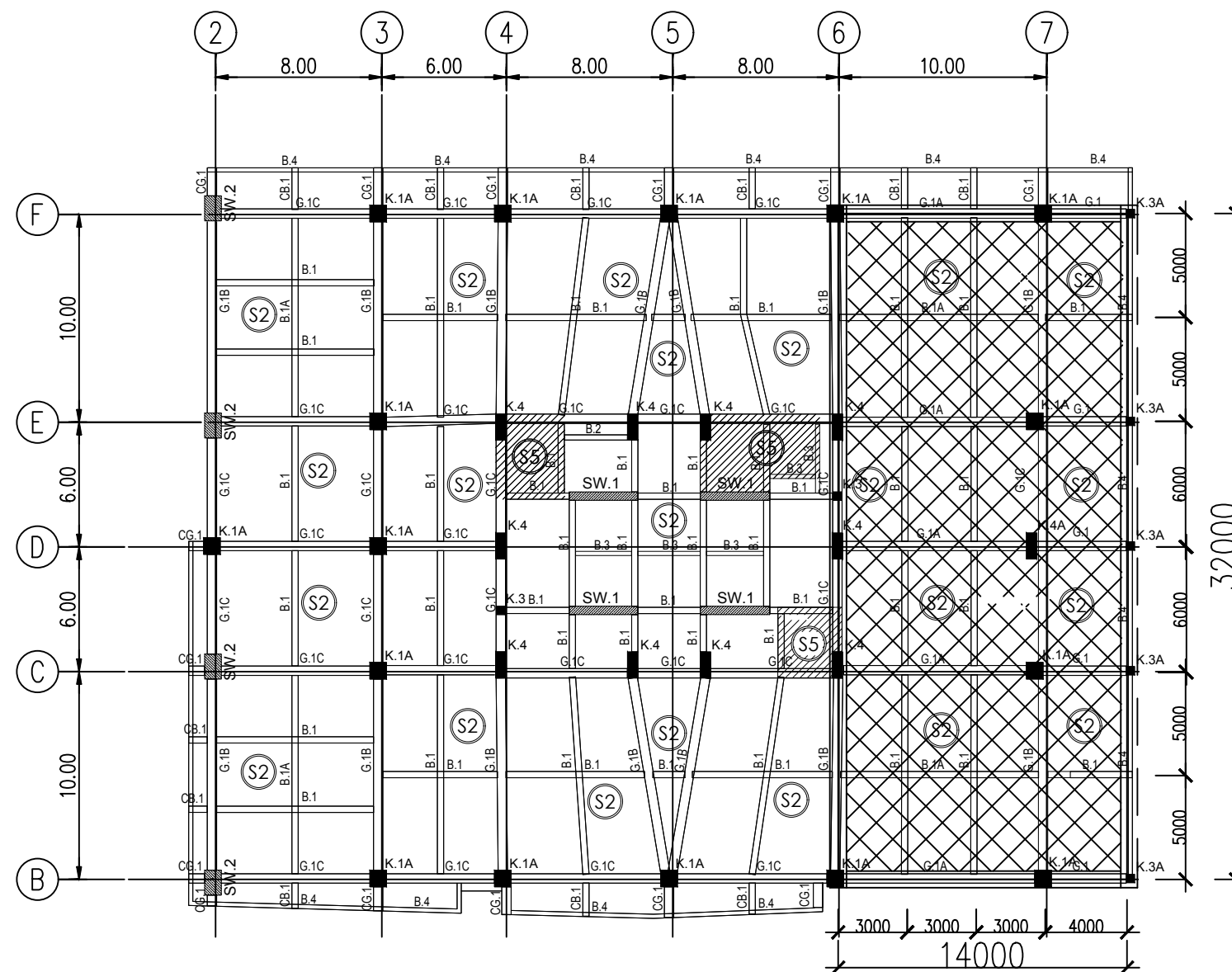
KETERANGAN

MUTU BETON :
 PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

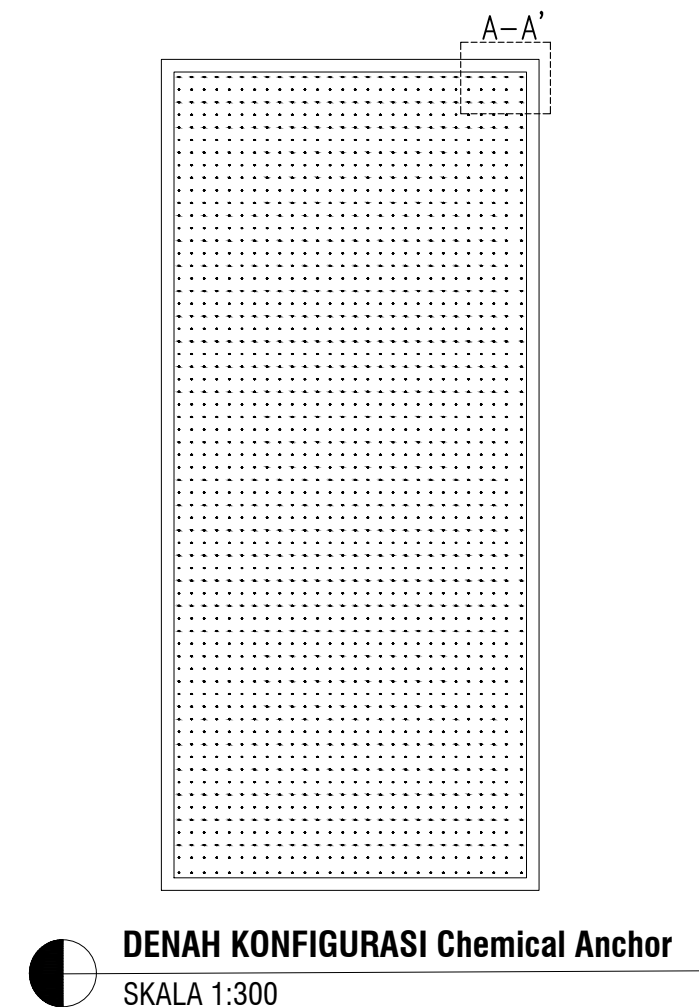
MUTU BAJA :
 TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

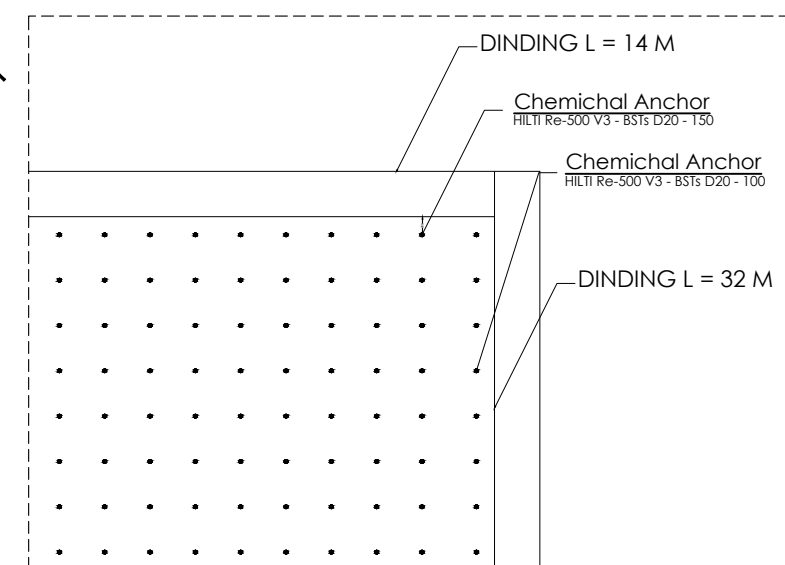
AAB	05	08
-----	----	----



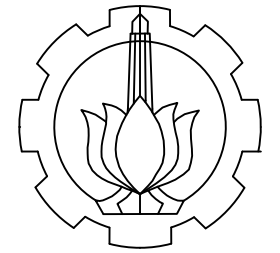
DENAH STR RENCANA TANGKI AIR
 SKALA 1:300



DENAH KONFIGURASI Chemical Anchor
 SKALA 1:300



DETAIL A-A' PELAT EKSTING
 SKALA : NTS



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

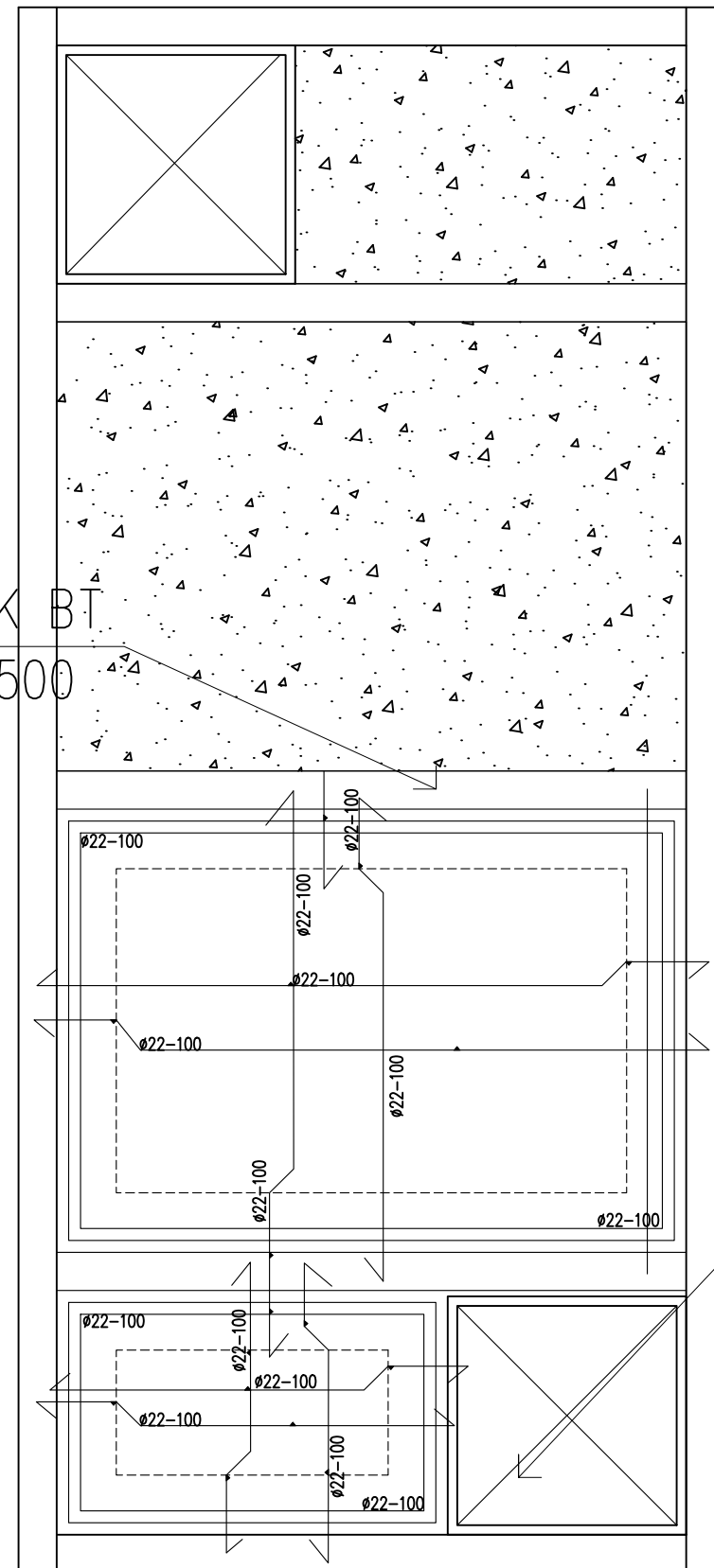
MUTU BETON :
PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA :
TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	08	08

HANDLE
BESI $\phi 22$
PENUTUP
TANGKI AIR

BALOK BT
250/500

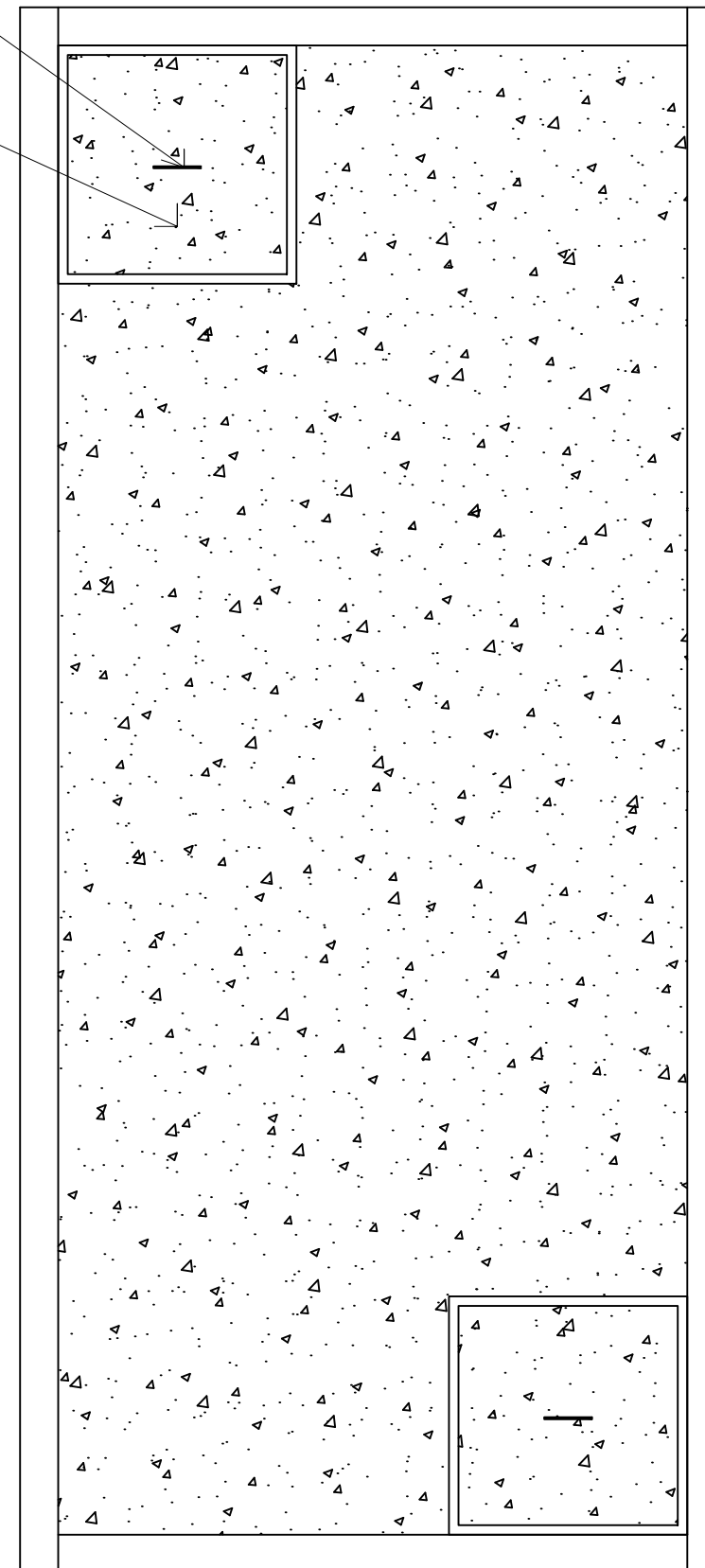


32000

PENUTUP
TANGKI AIR

14000

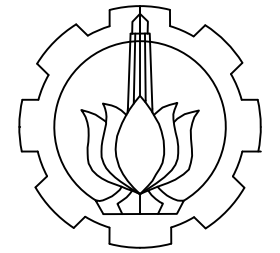
 **DETAIL STR RENCANA PENUTUP TANGKI**
SKALA 1:150



32000

14000

 **TAMPAK RENCANA PENUTUP TANGKI AIR**
SKALA 1:150



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

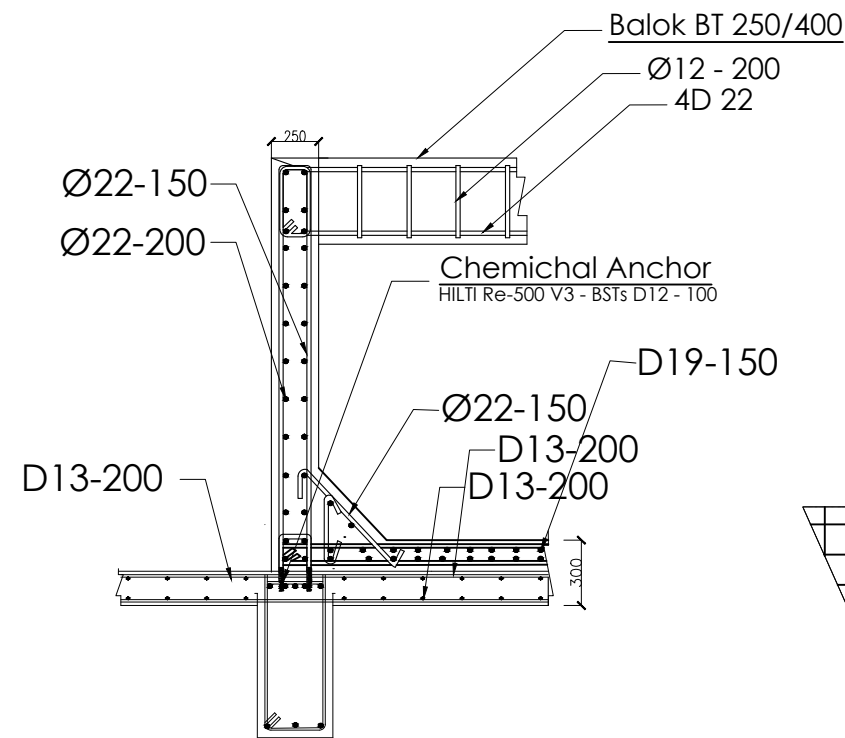
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

MUTU BETON :
 PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

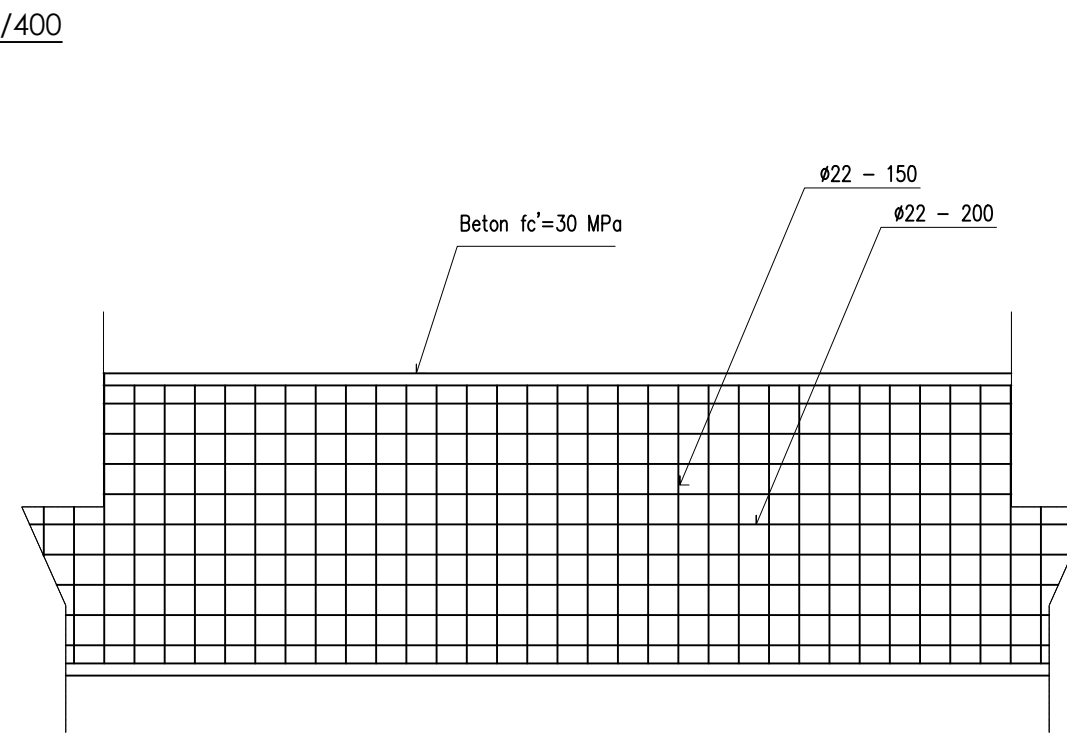
MUTU BAJA :
 TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	06	08



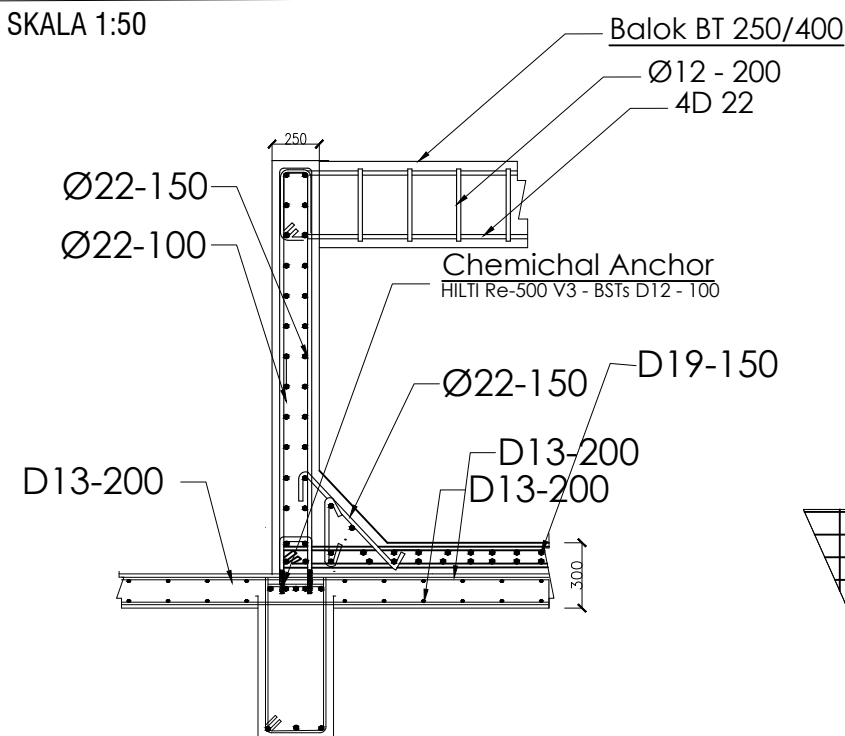
DETAIL SAMBUNGAN DINDING L = 14 M

SKALA 1:50



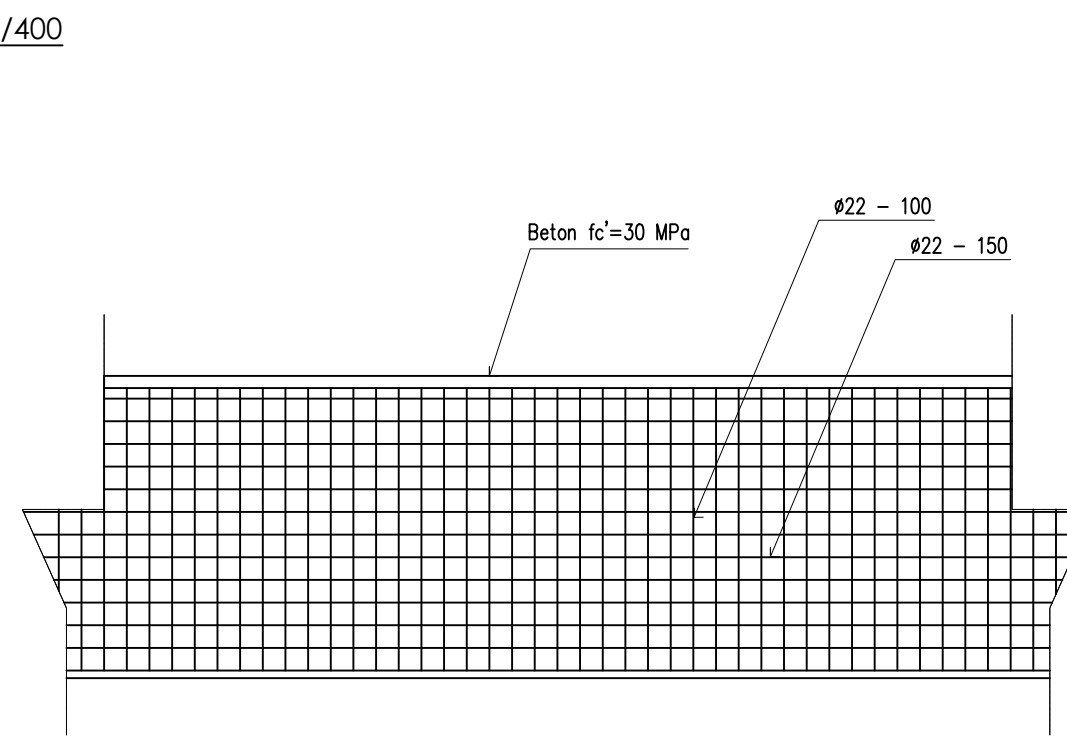
DETAIL PENULANGAN DINDING L = 14 M

SKALA 1:50



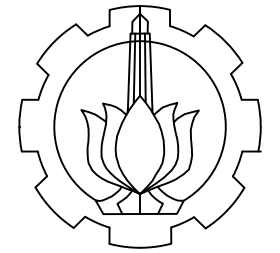
DETAIL SAMBUNGAN DINDING L = 32 M

SKALA 1:50



DETAIL PENULANGAN DINDING L = 32 M

SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10711510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

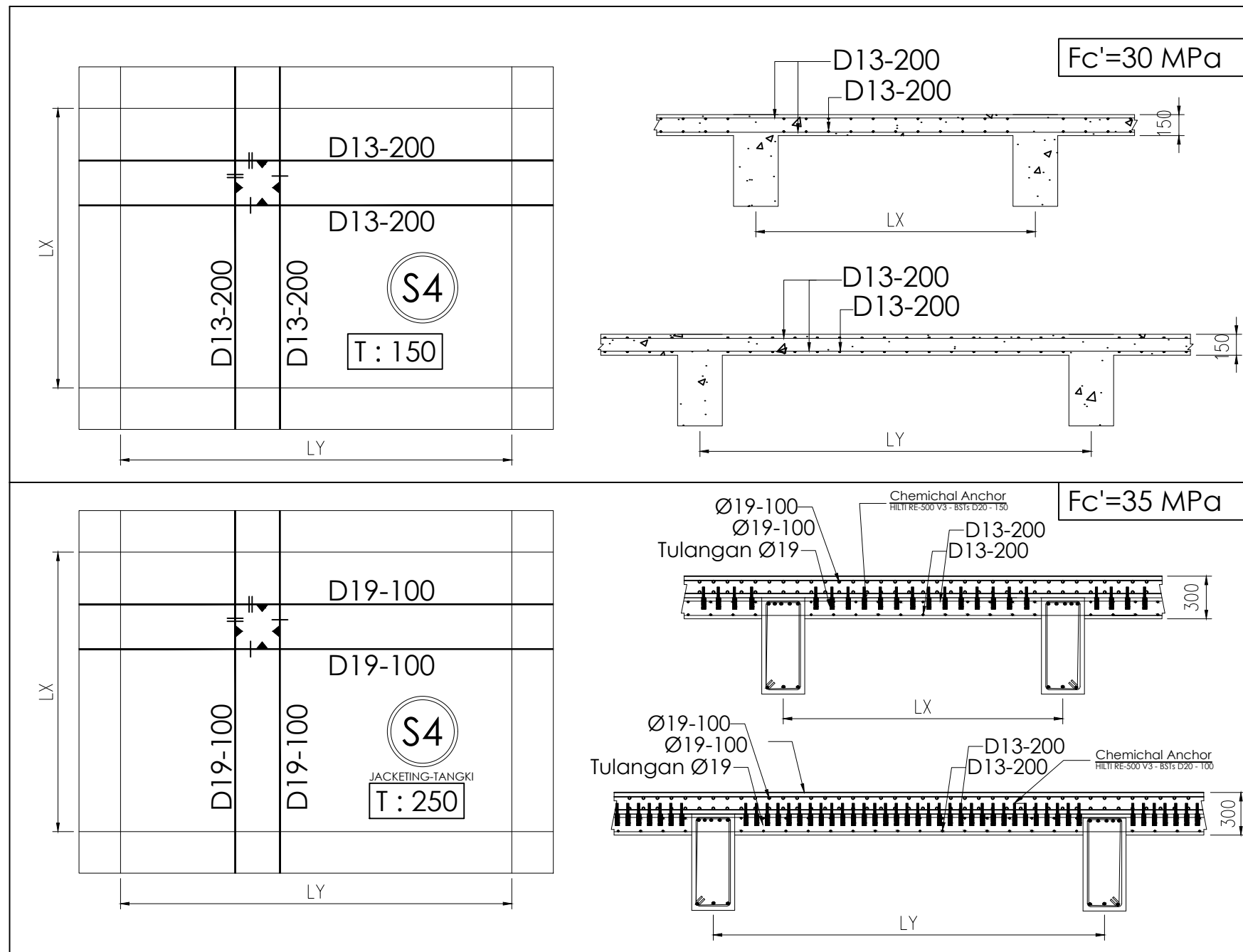
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2077

KETERANGAN

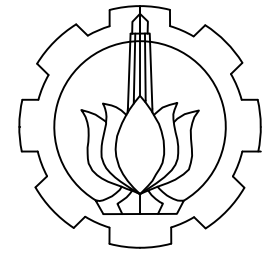
MUTU BETON :
 PELAT LANTAI $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 DINDING TANGKI $f_c' = 35 \text{ MPa}$

MUTU BAJA :
 TULANGAN $f_y = 400 \text{ MPa}$

KODE	NO GBR	JML GBR
AAB	07	08



DETAIL JACKETING PELAT TIPE S4 (ATAP)
 SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
 DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

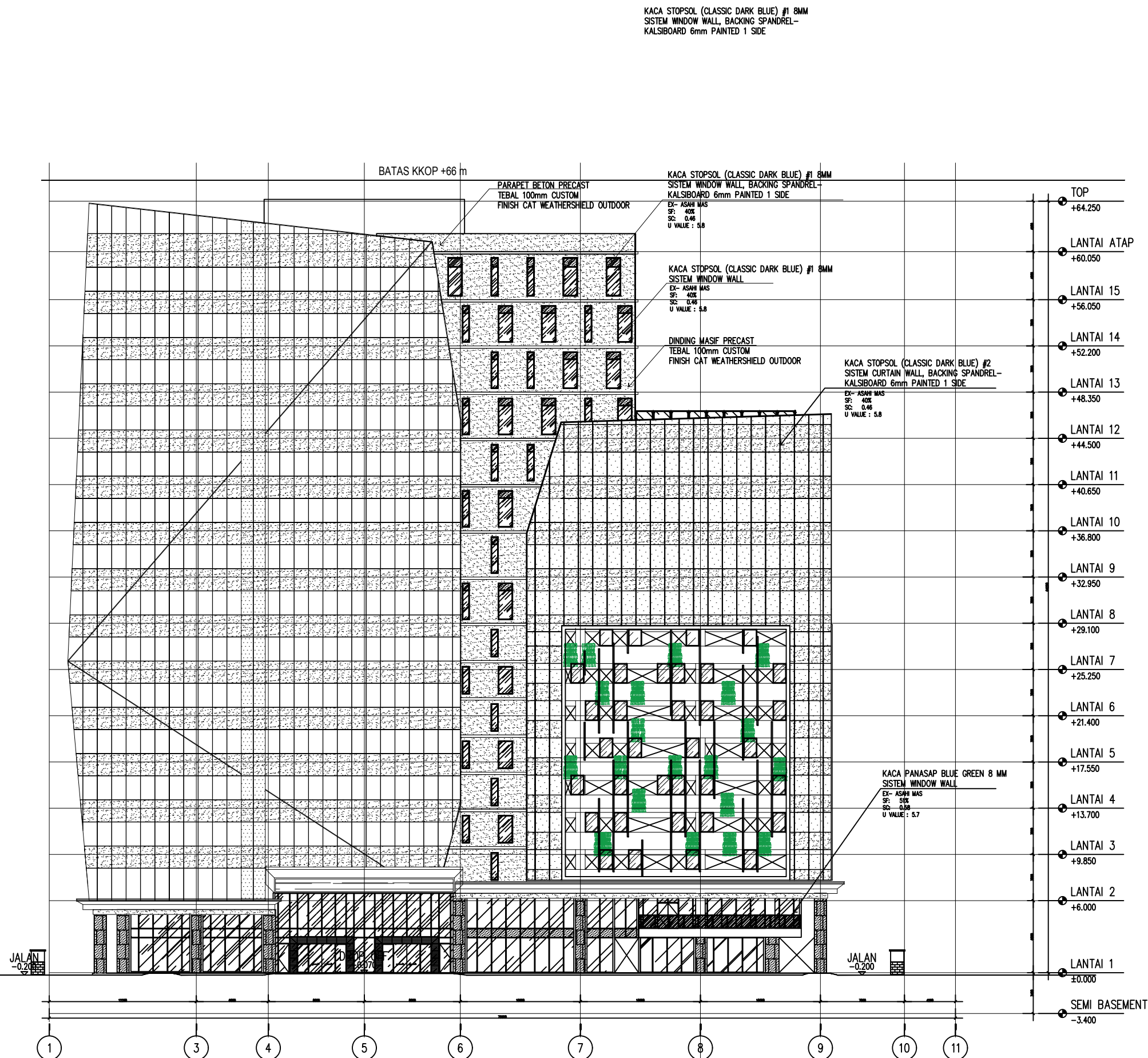
DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

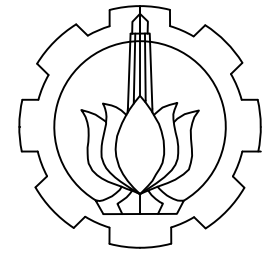
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	01	15



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
 DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

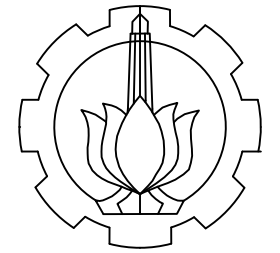
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	02	15



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
 DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

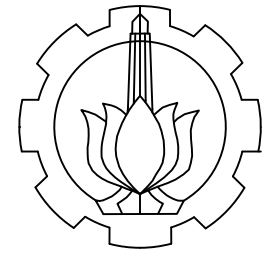
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	03	15



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
 DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

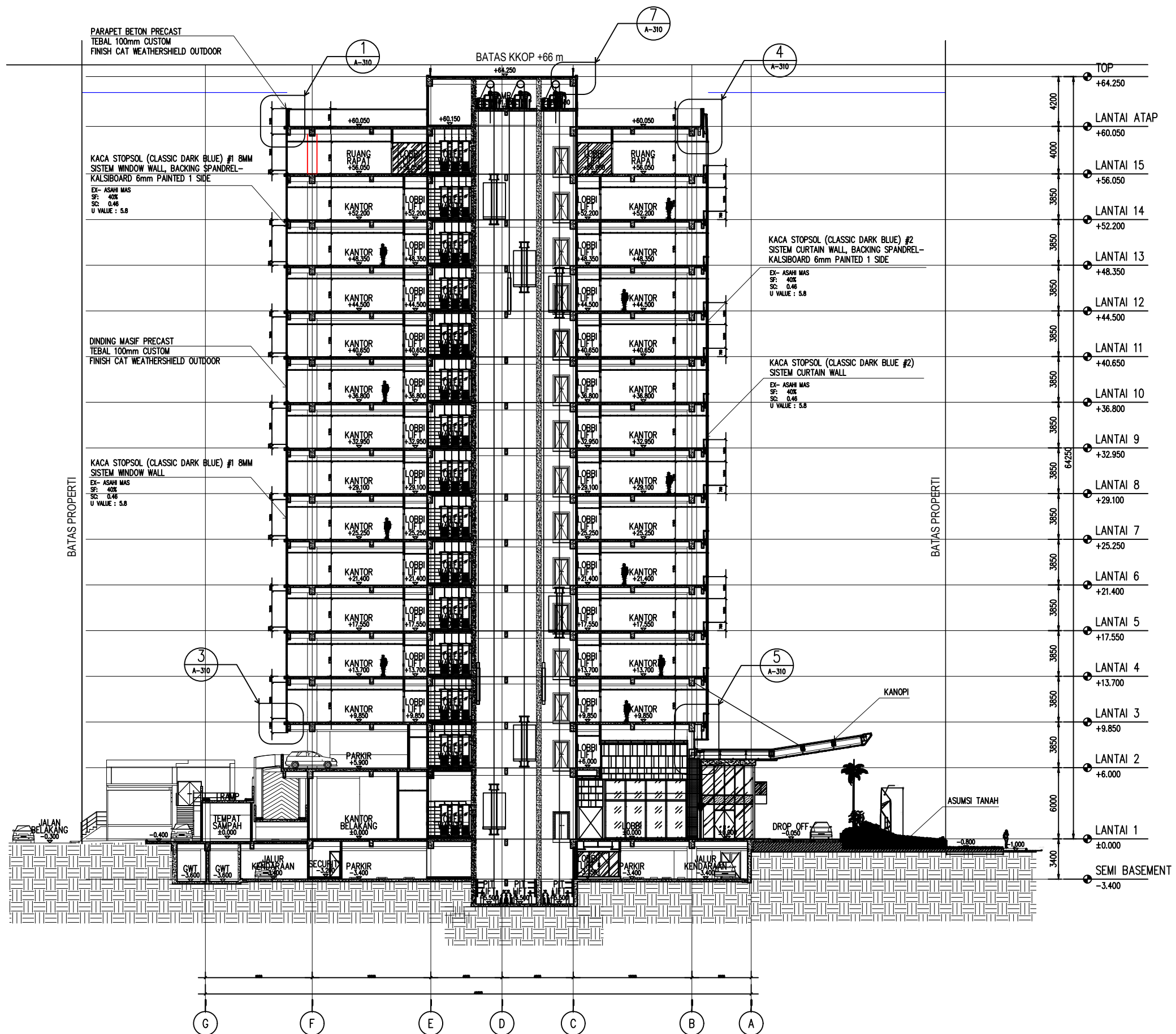
DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

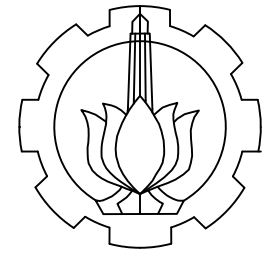
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	05	15



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

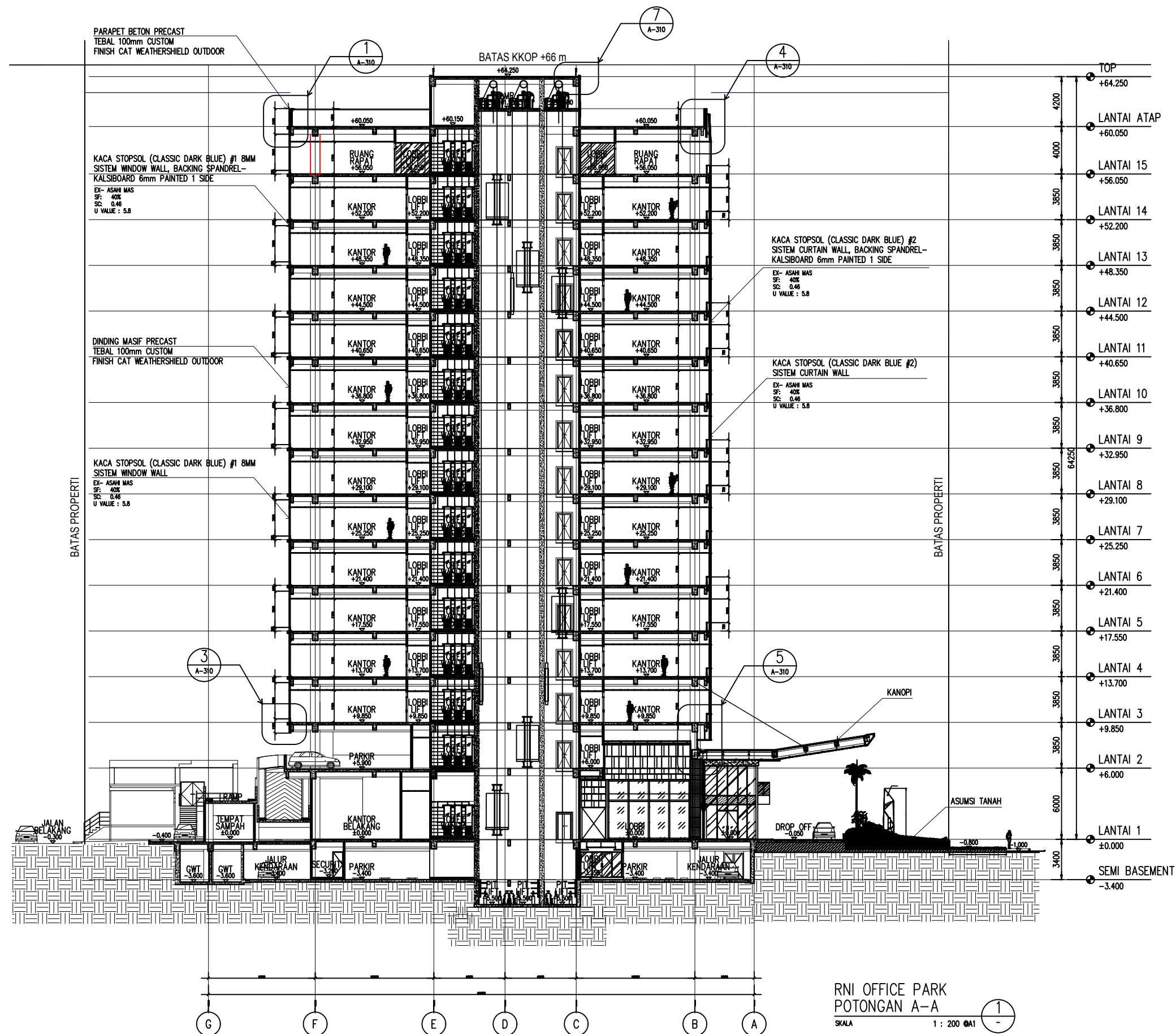
DIMAS YUDHISTIRA G
1011151000031

FUNGSI BANGUNAN

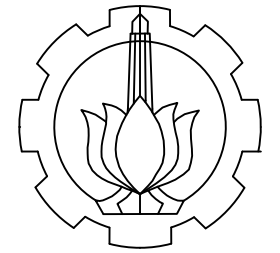
PERKANTORAN 16 LANTAI

Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	04	15



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR TAMPAK
 DAN POTONGAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

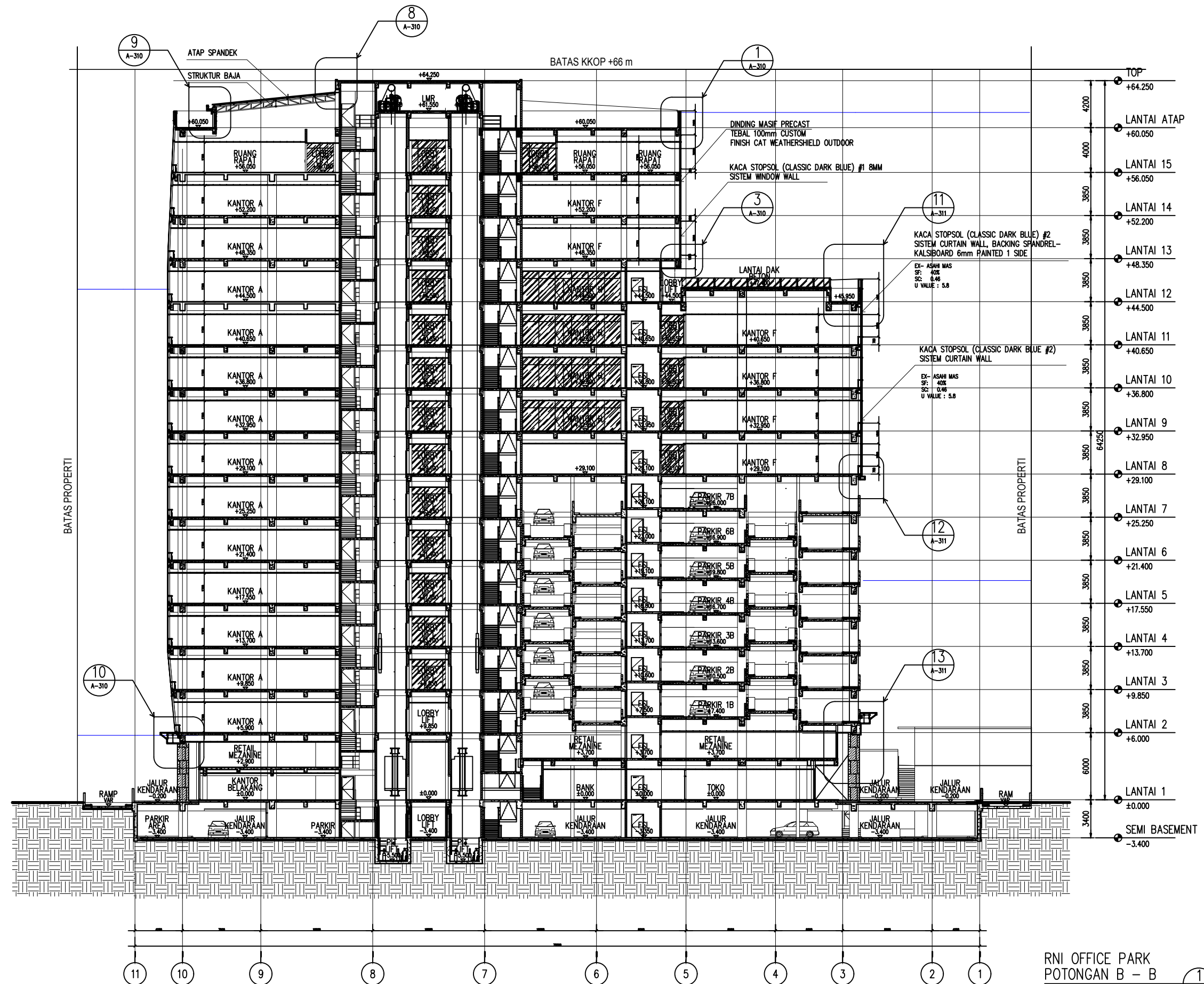
DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

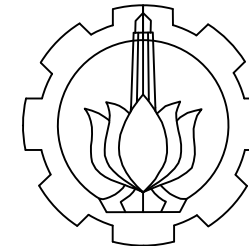
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



RNI OFFICE PARK
 POTONGAN B - B
 SKALA 1 : 200

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	06	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

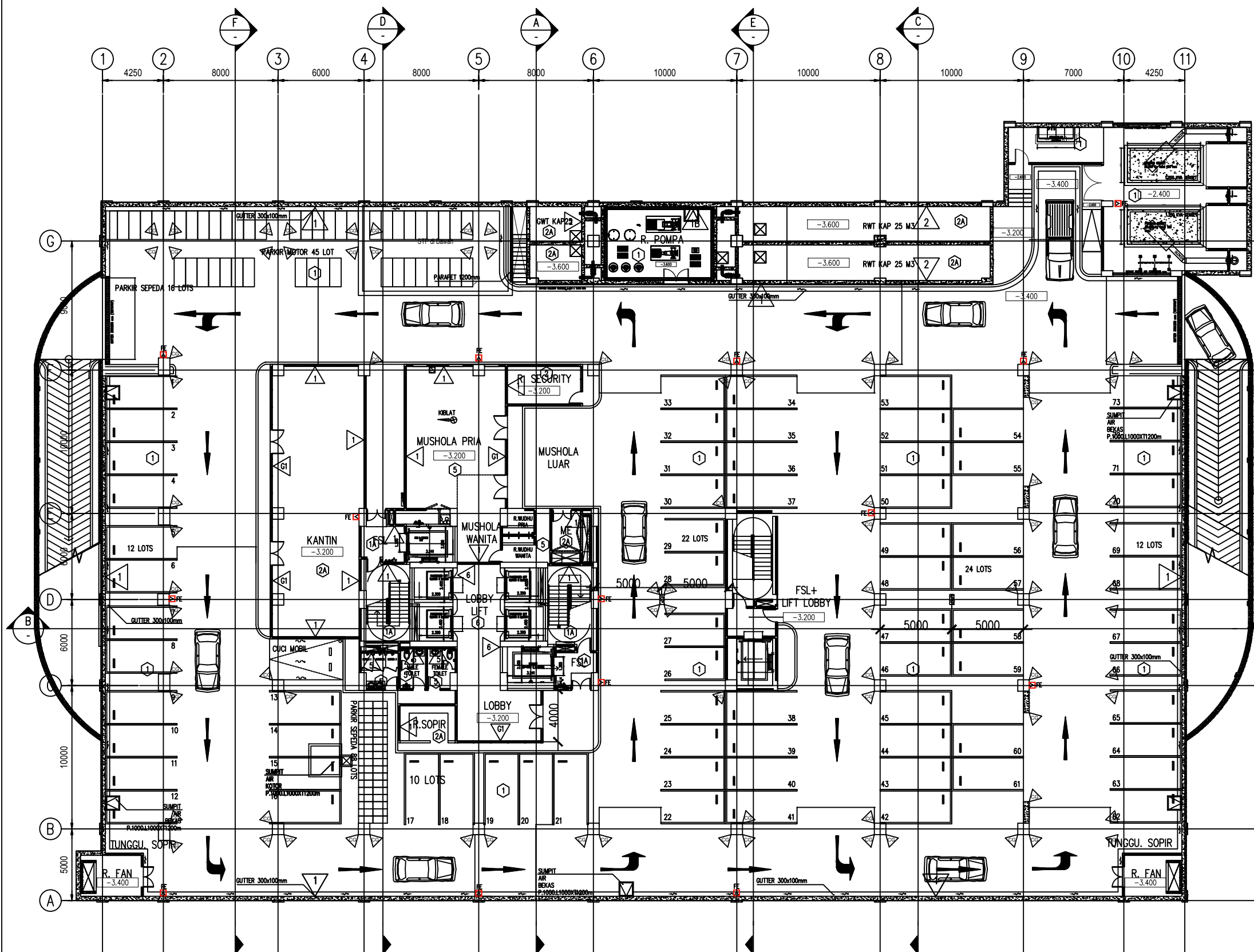
FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

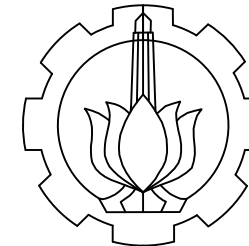
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	07	16



DENAH LANTAI BASEMENT
SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

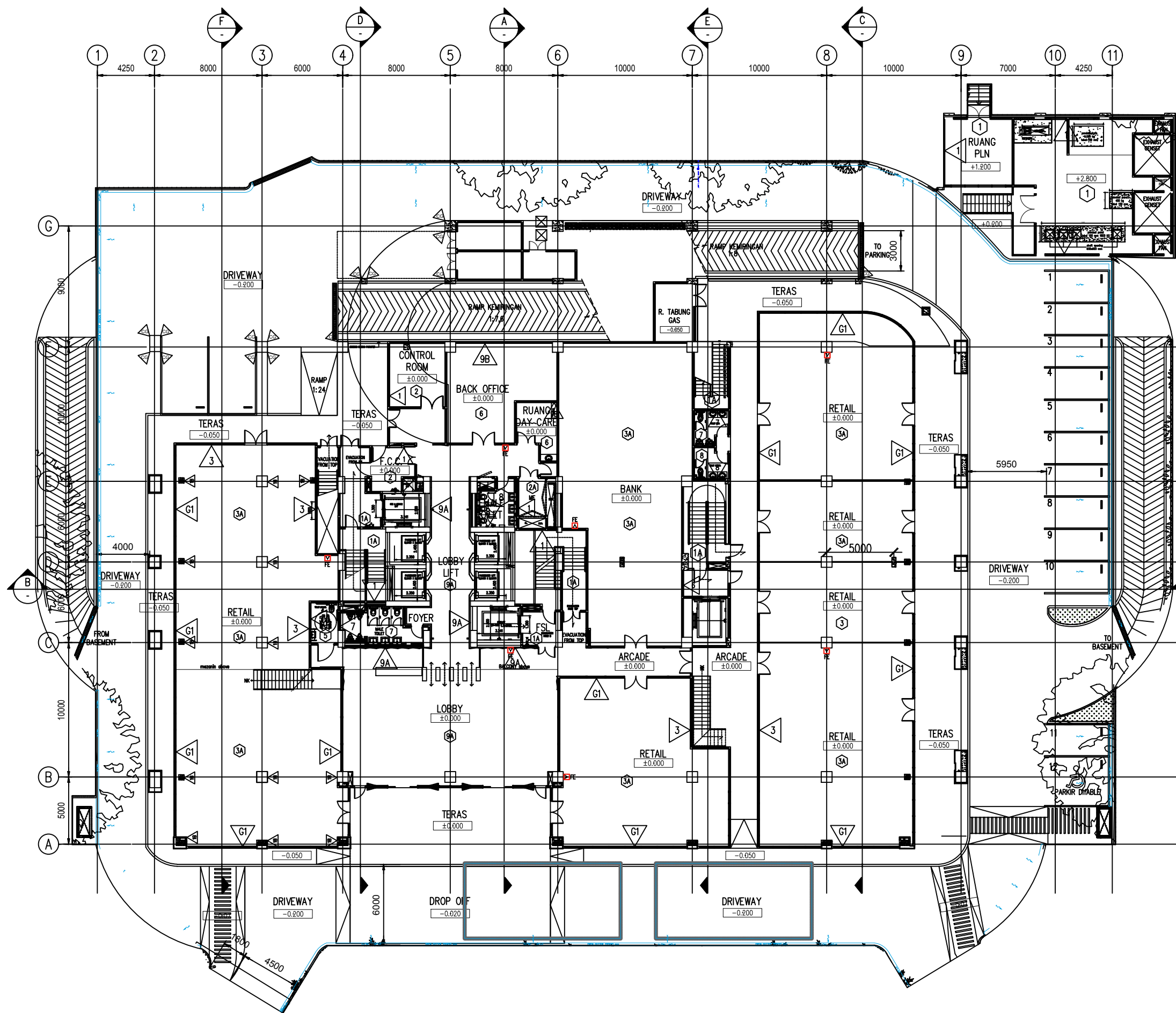
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

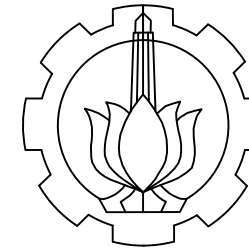
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH LANTAI GROUND FLOOR
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	08	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

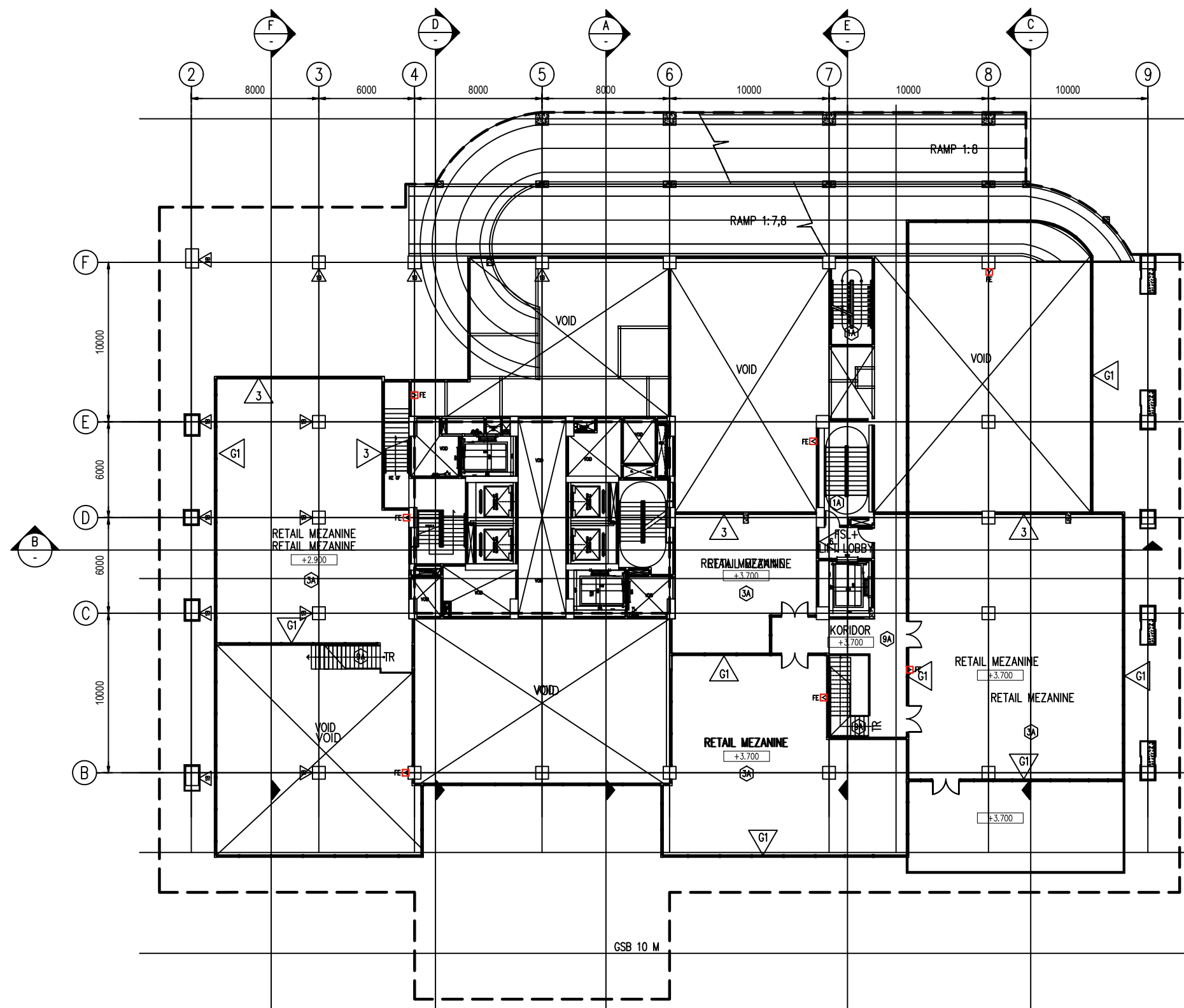
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

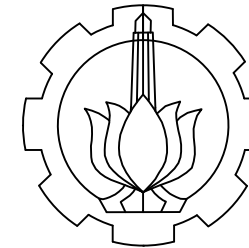
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



 DENAH LANTAI MEZZANIN
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	09	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

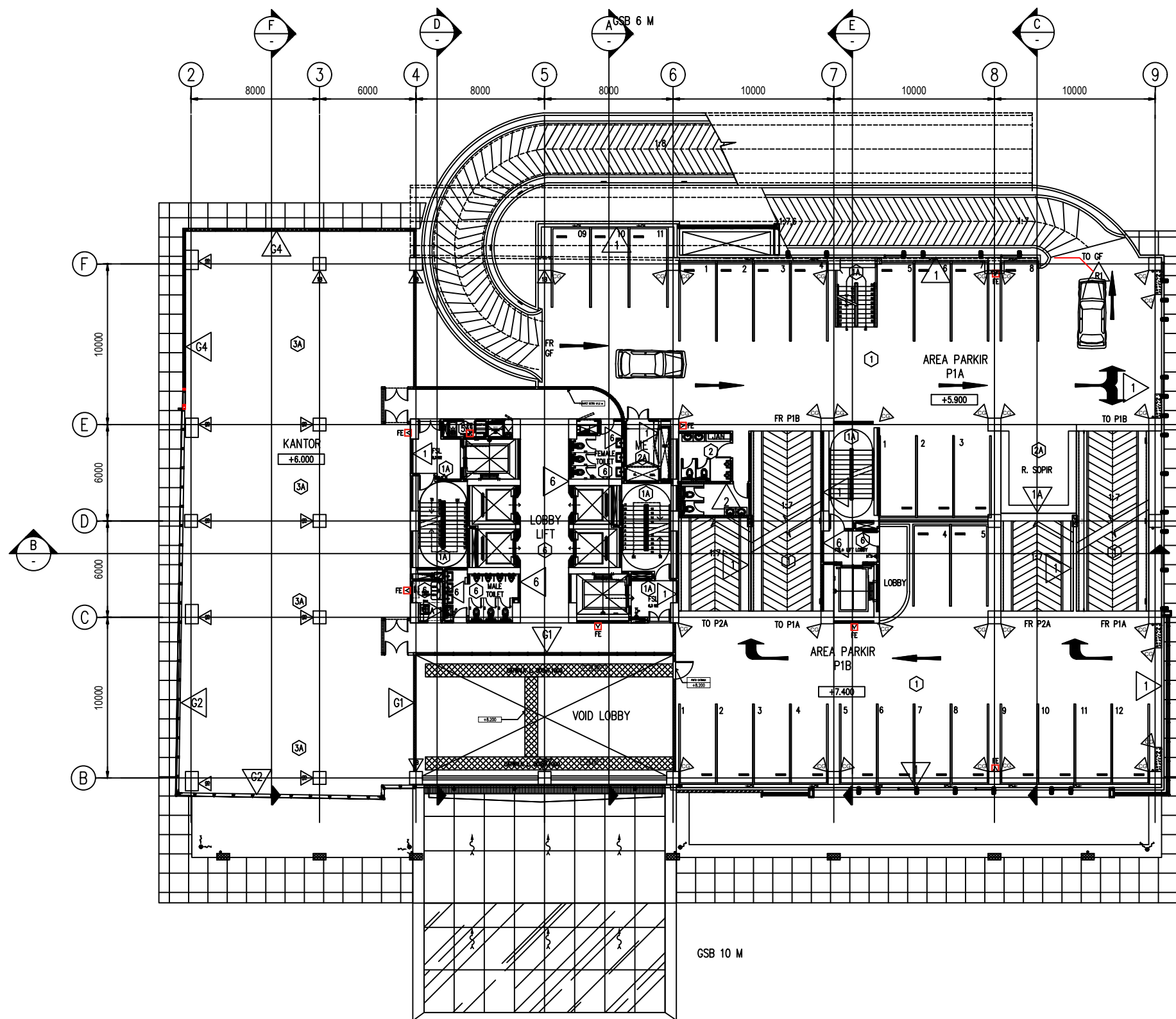
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

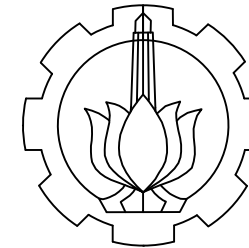
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH LANTAI 2 & P2A
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	10	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

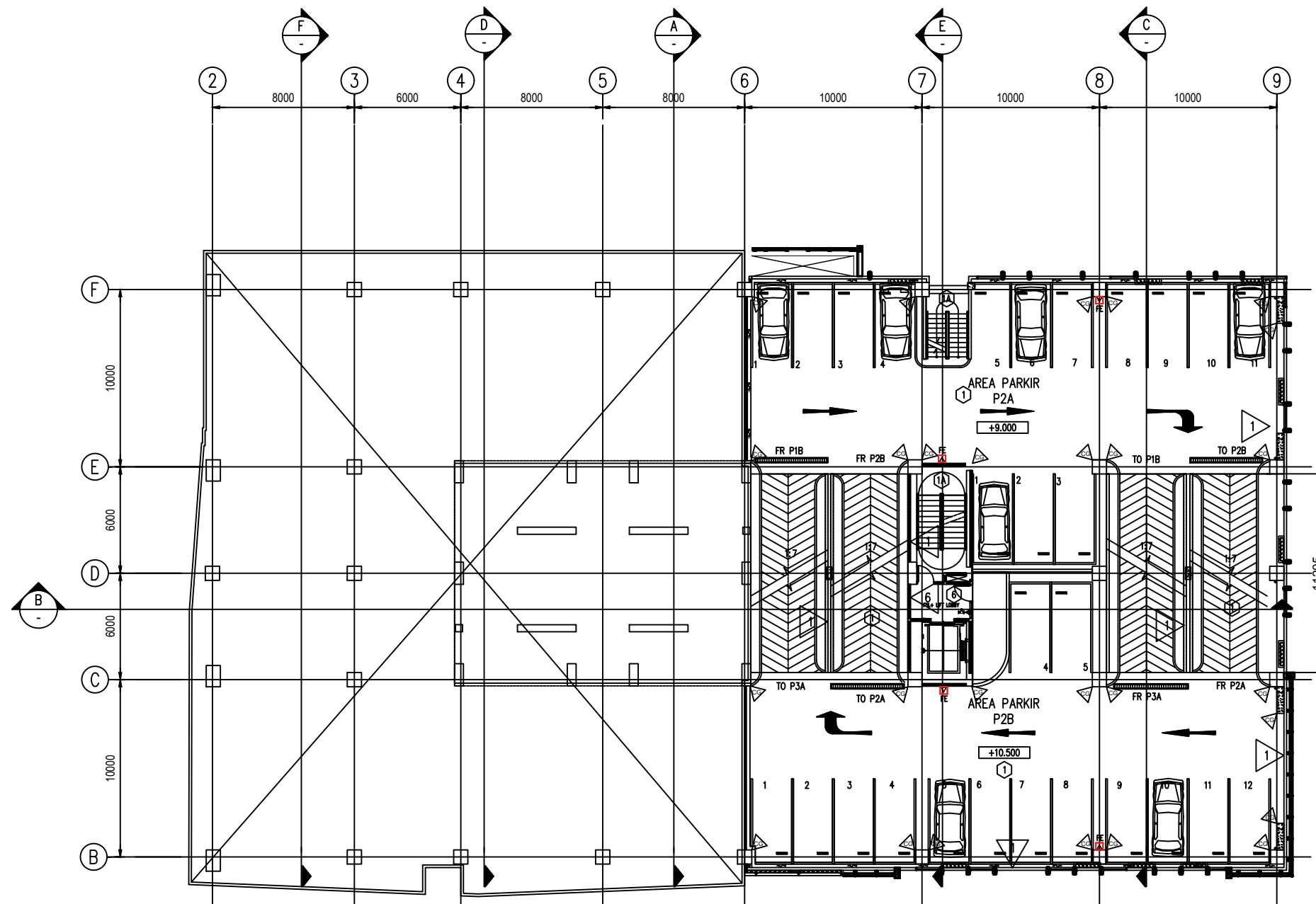
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

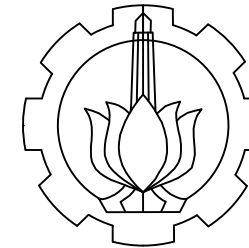
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



 DENAH LANTAI P2B
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	11	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

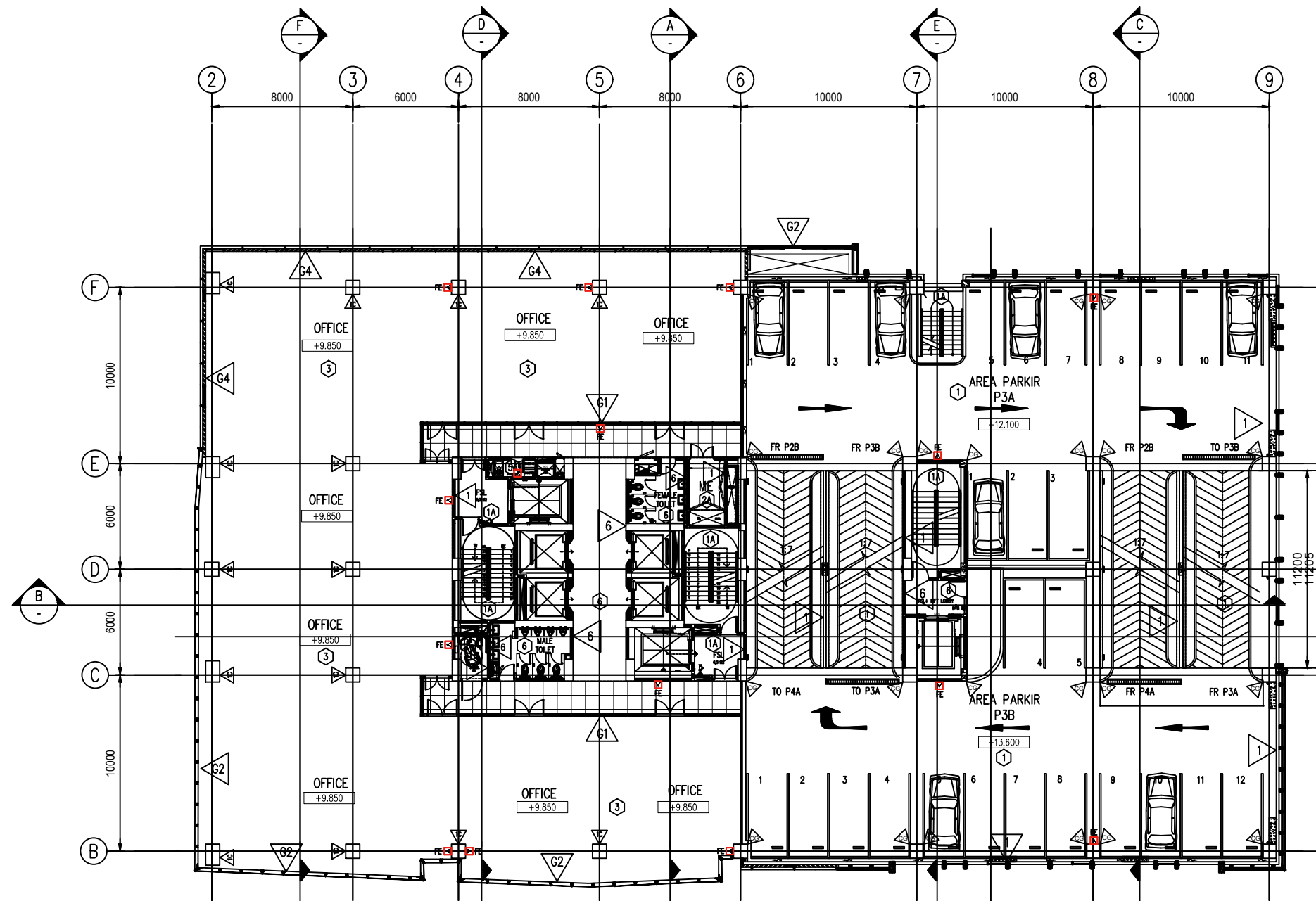
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

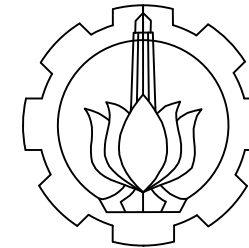
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH TIPIKAL LT. 3 & P3 - LT. 7 & P7
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	12	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
 RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
 JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
 PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
 ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

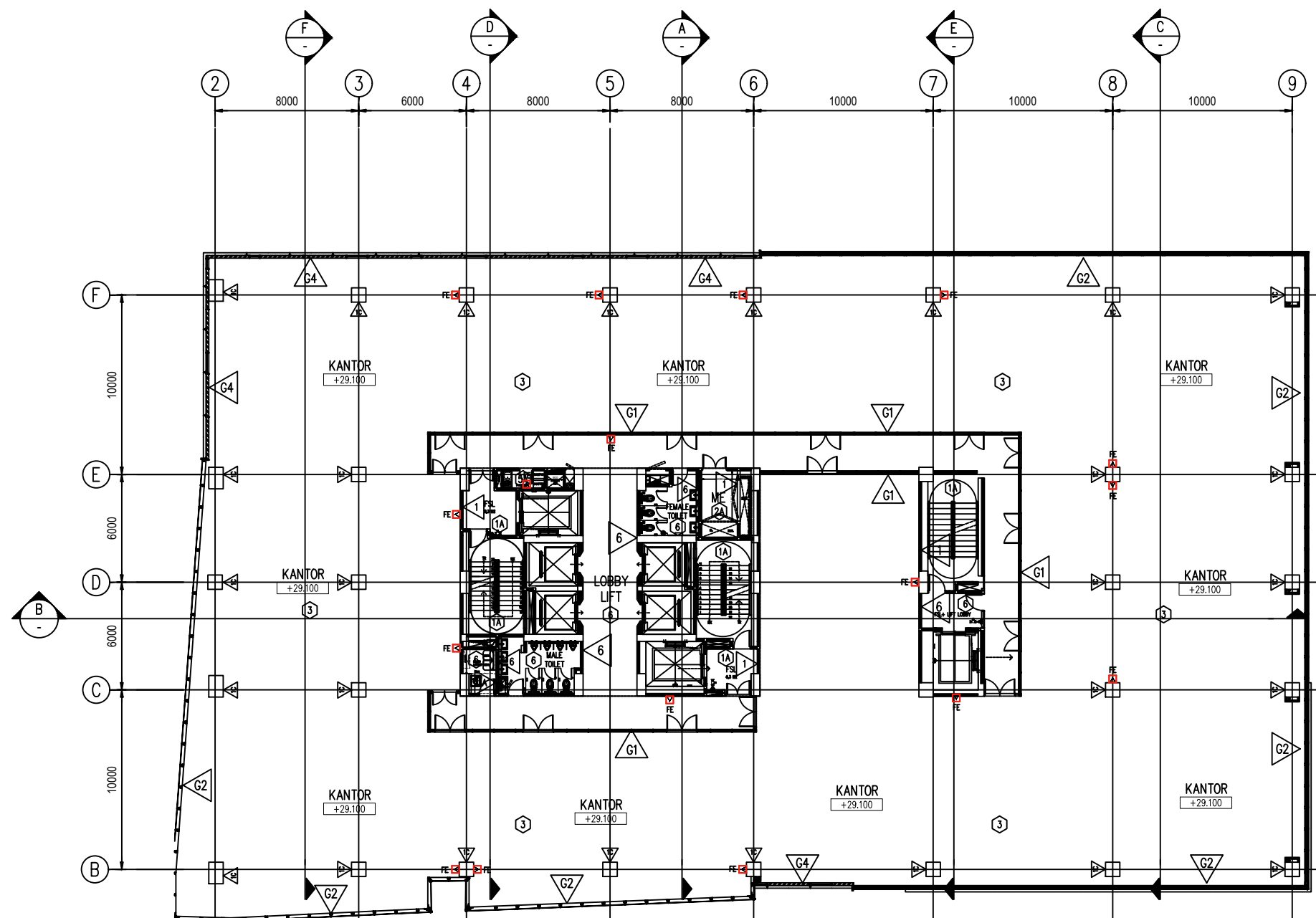
DIMAS YUDHISTIRA G
 10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

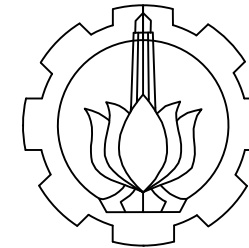
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
 Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH TIPIKAL LT. 8 - LT.11
 SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	13	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN BANGUNAN WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

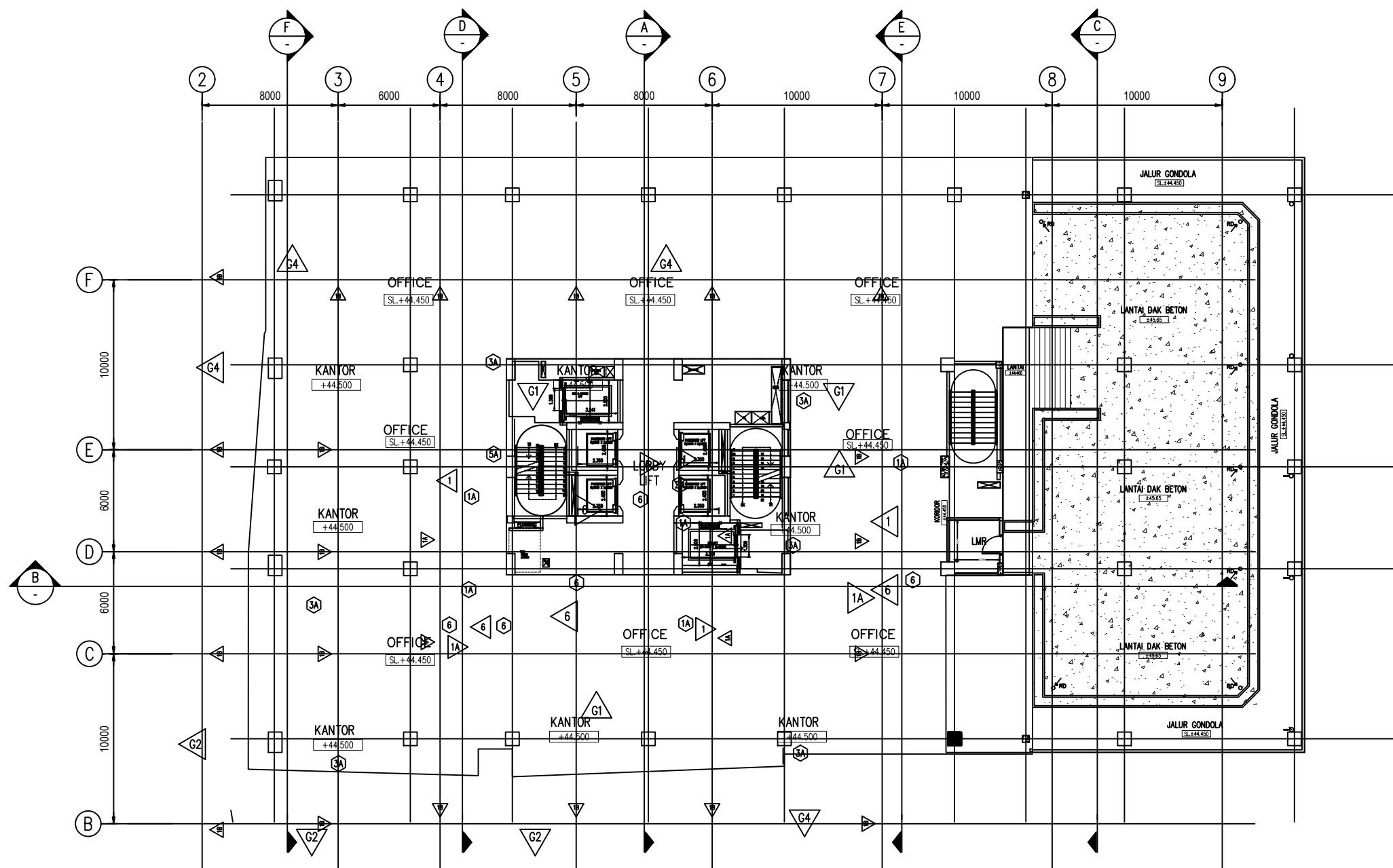
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

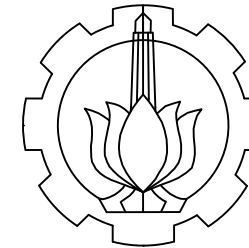
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH LANTAI 12
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	14	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

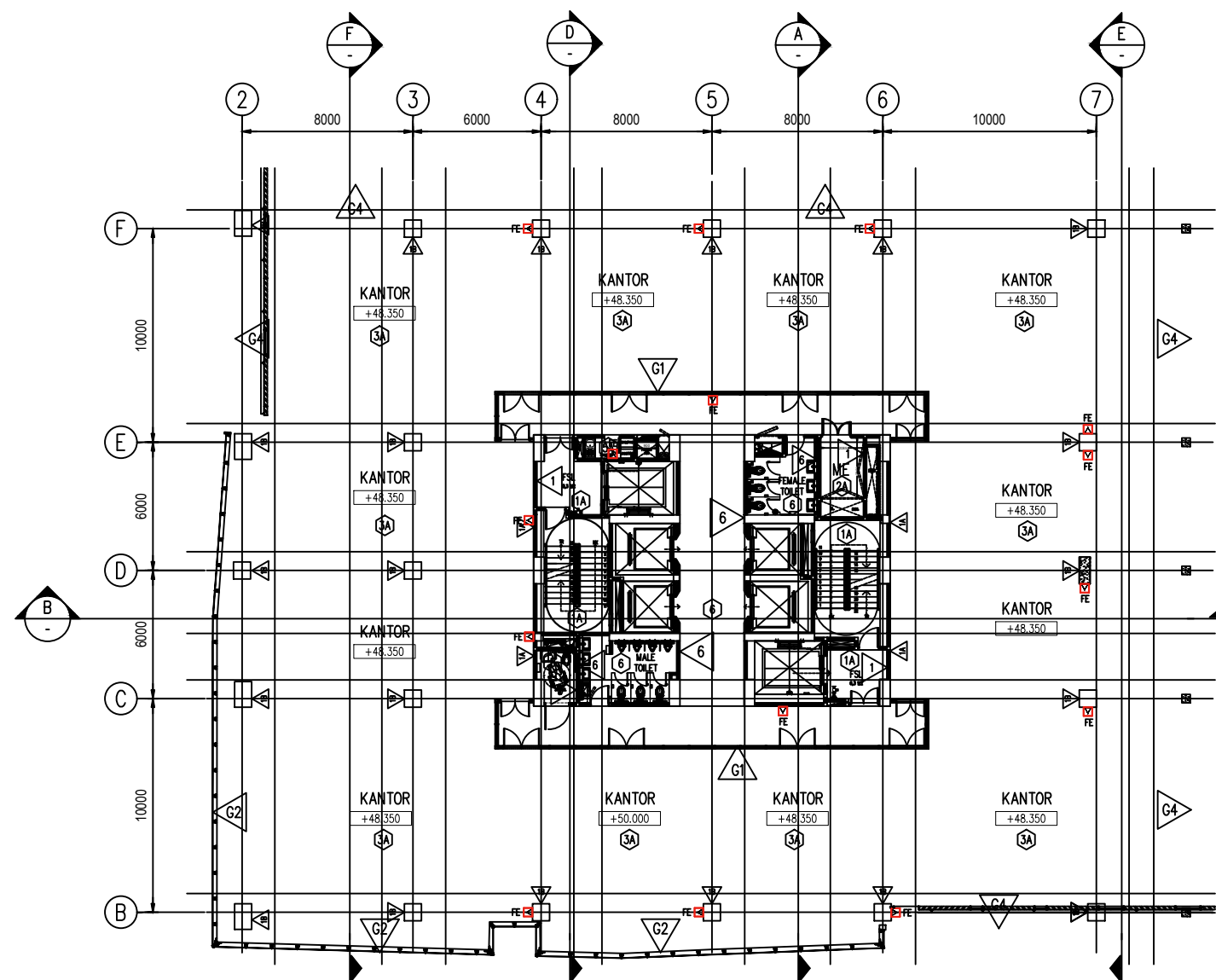
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

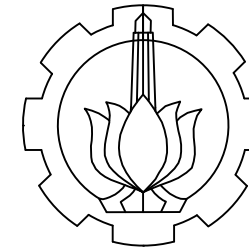
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



DENAH TIPIKAL LT. 13 - LT.15
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	15	16



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

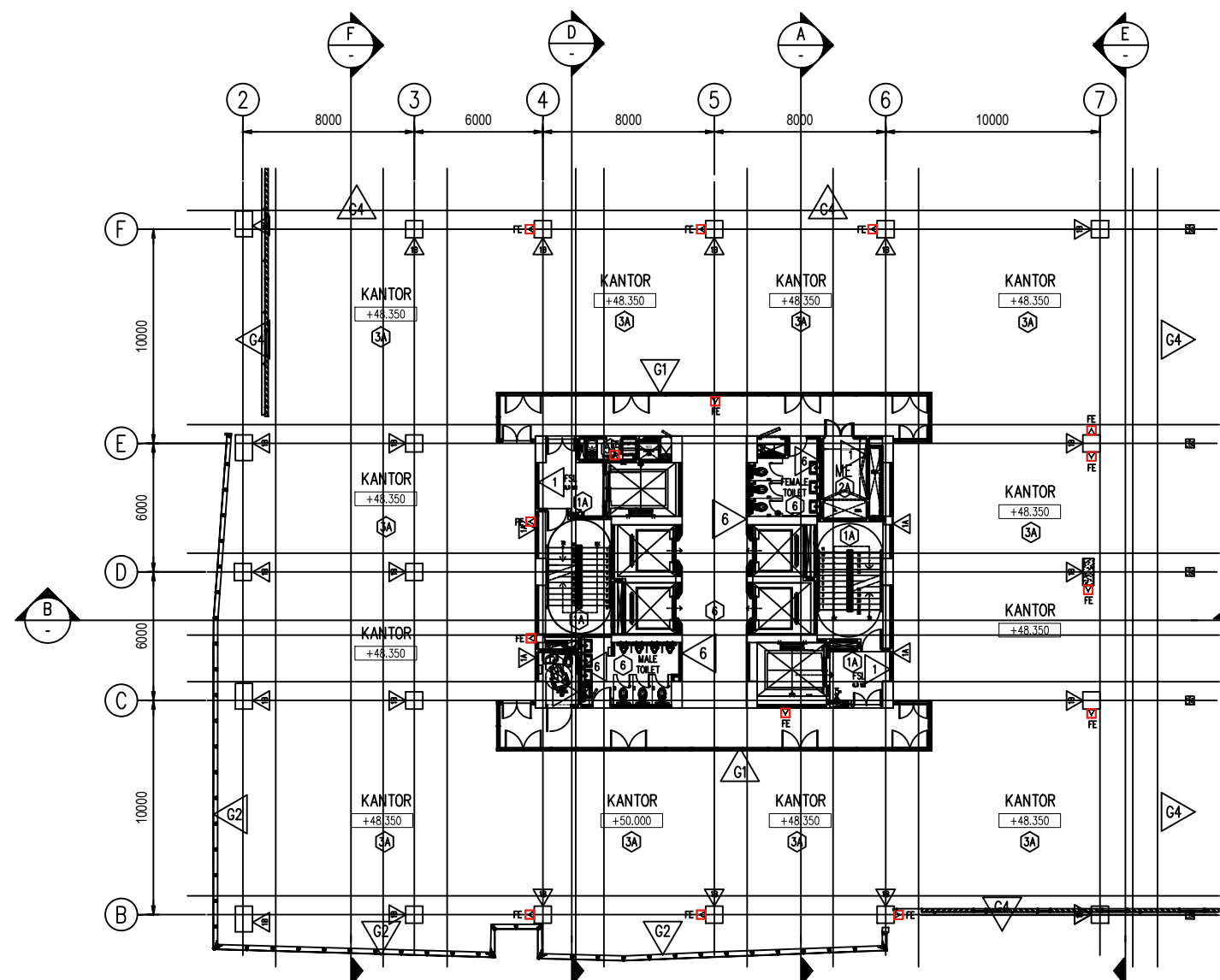
DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

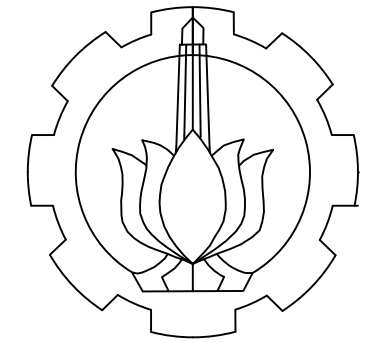
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN



 DENAH LANTAI 14
SKALA 1:300

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	16	16



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

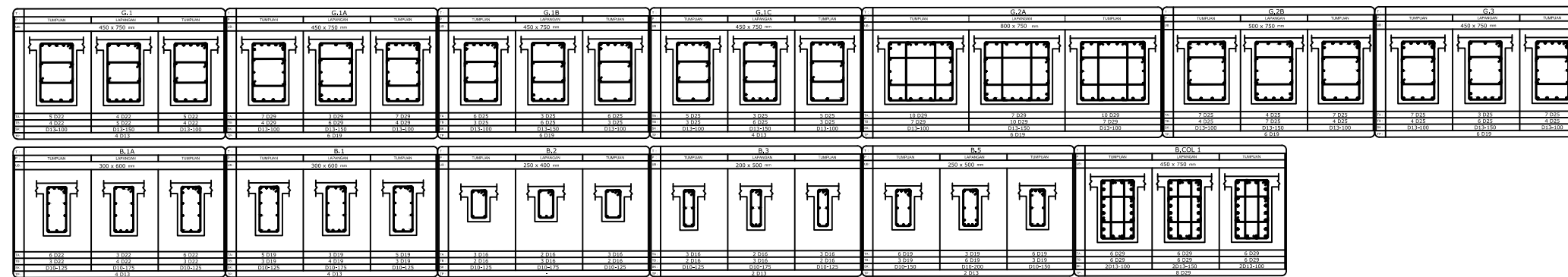
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

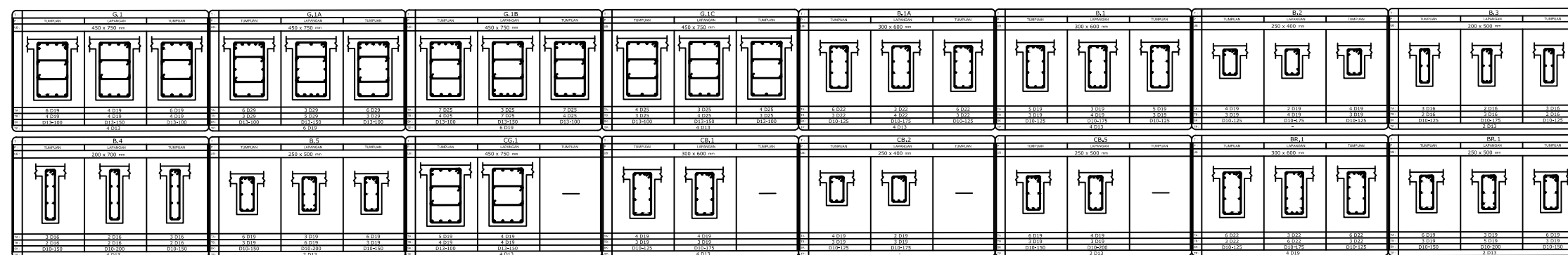
KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	13	19

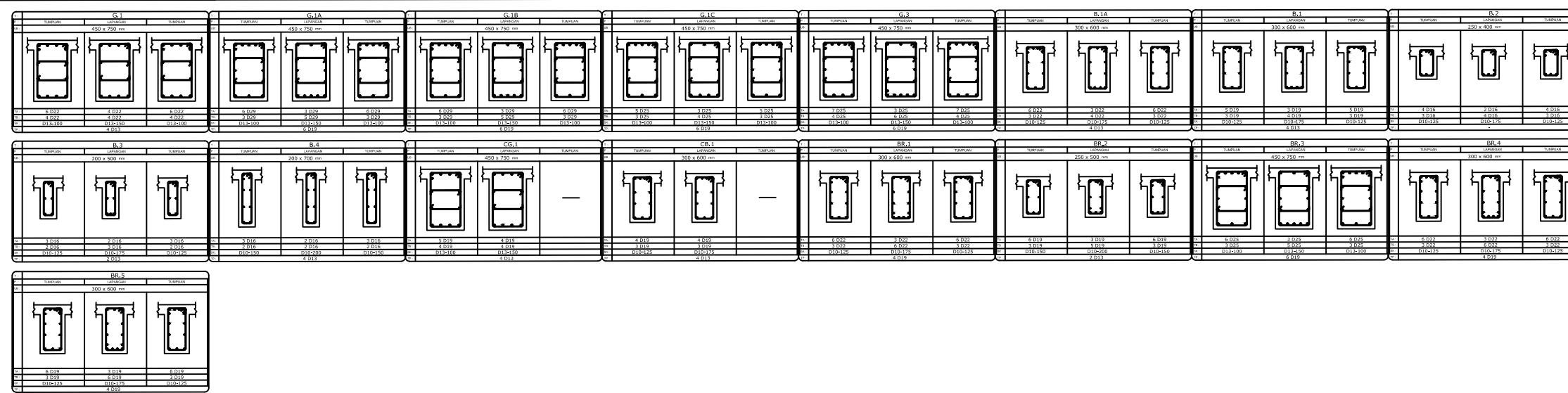
LANTAI - GROUND FLOOR



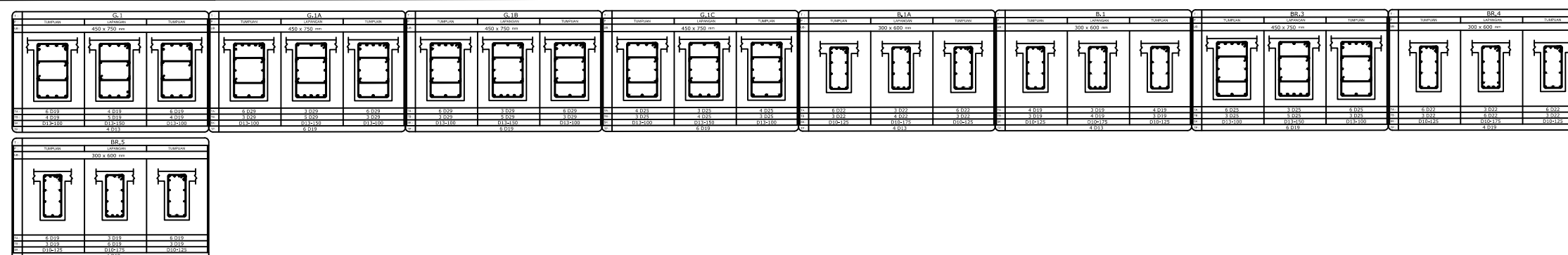
LANTAI-MEZANINE

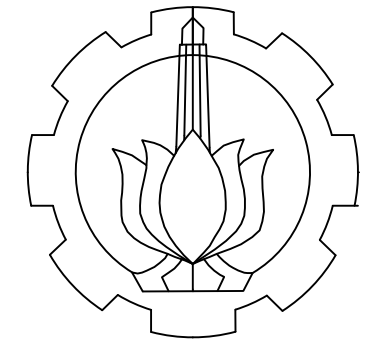


LANTAI-2 & PARKIR P.1A



LANTAI-PARKIR P.1B





DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

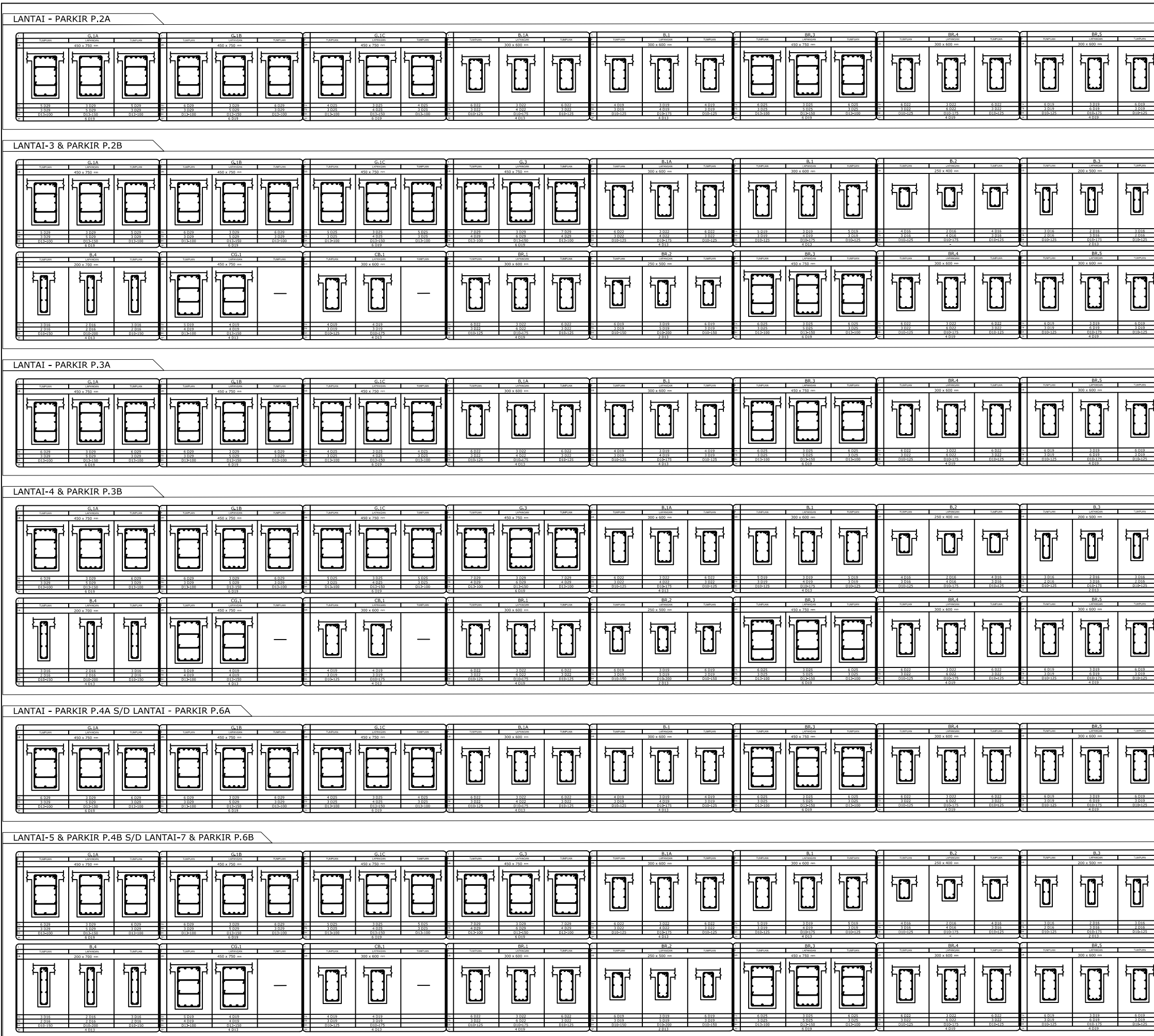
Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

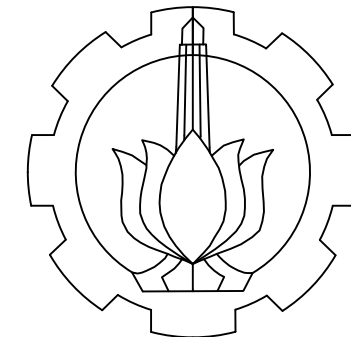
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	14	19





DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

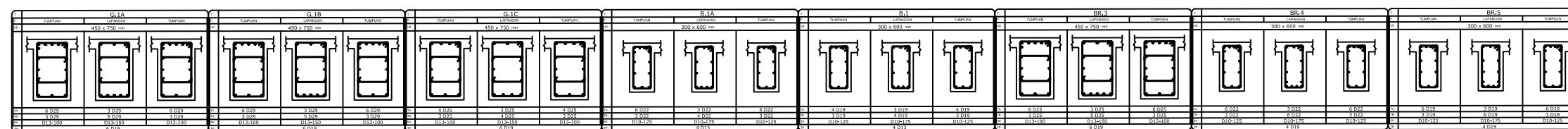
DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

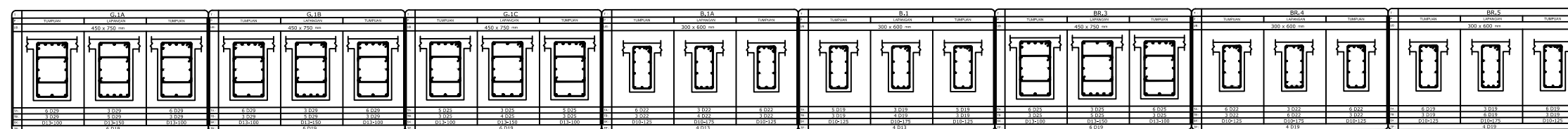
KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

STR	15	19
------------	-----------	-----------

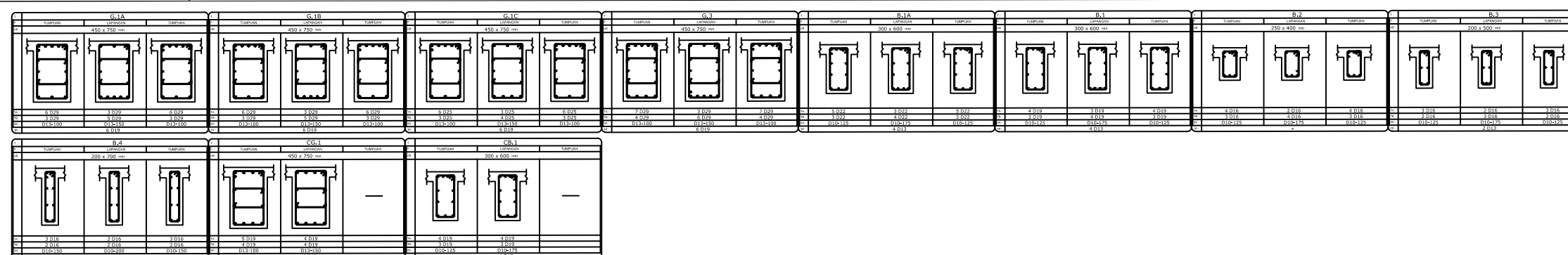
LANTAI - PARKIR P.7A



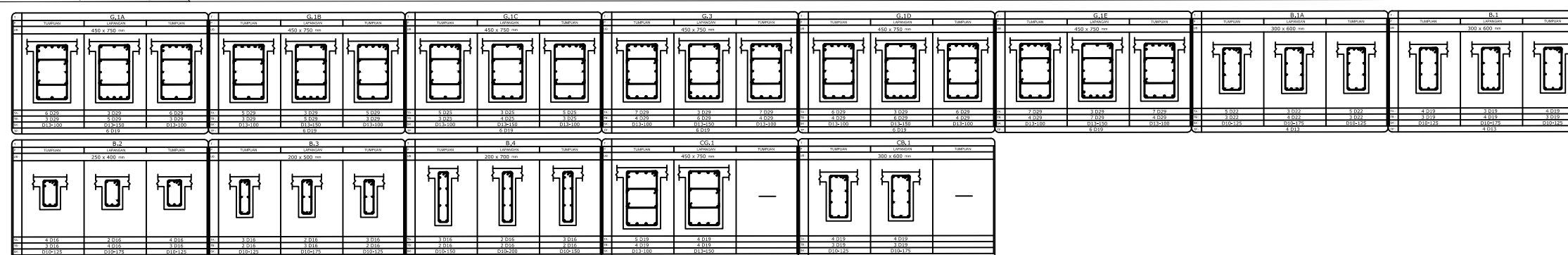
LANTAI - PARKIR P.7B



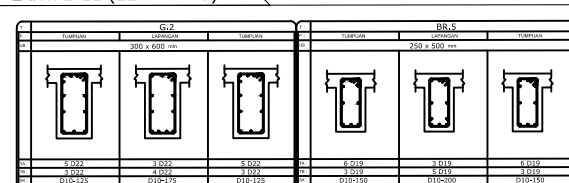
LANTAI-8 S/D LANTAI-11



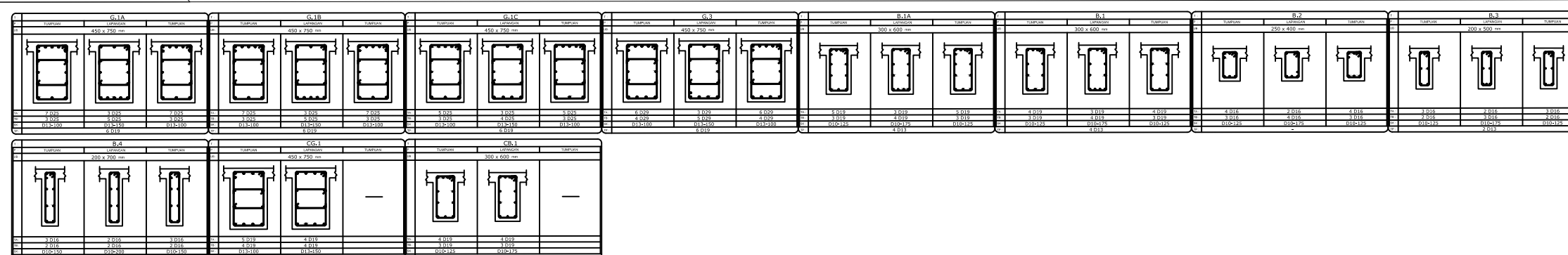
LANTAI-12 (EL. ±46.00)



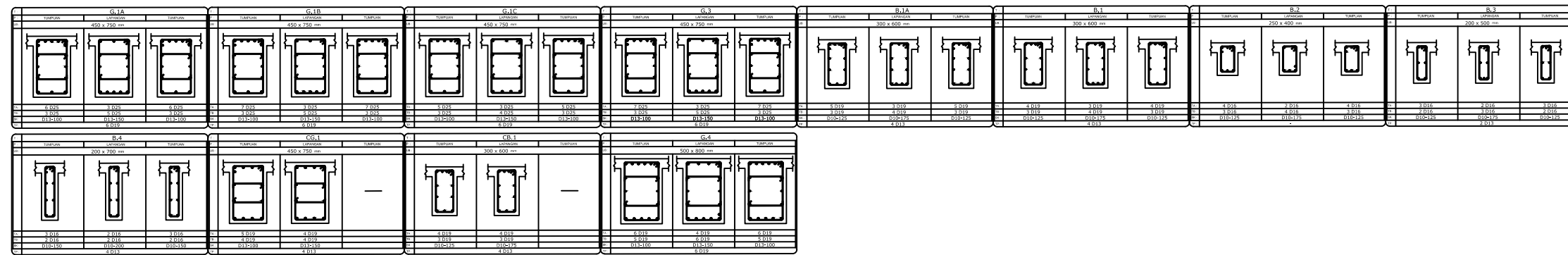
LANTAI-12 (EL. ±47.20)



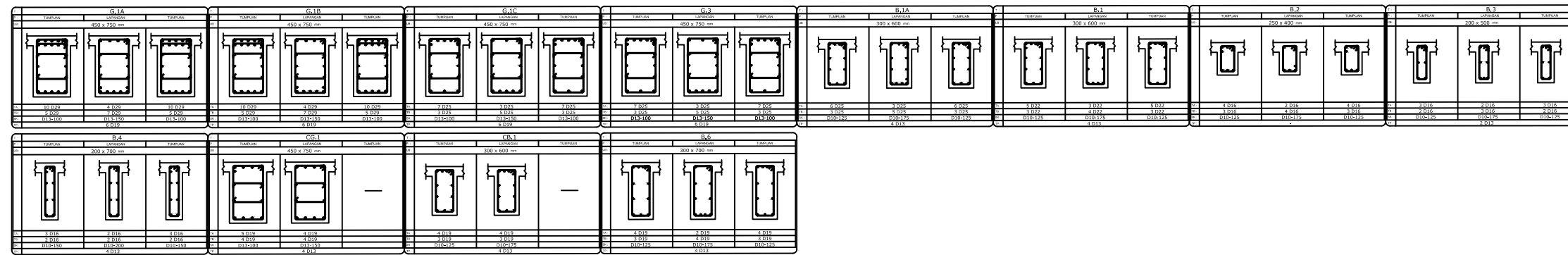
LANTAI-13



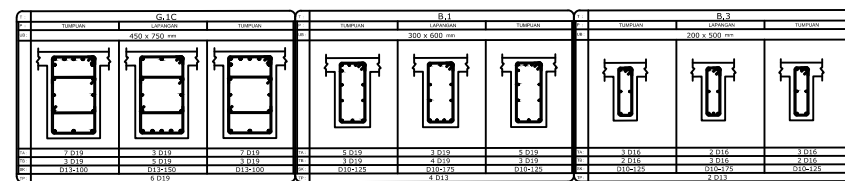
LANTAI-14 & LANTAI-15



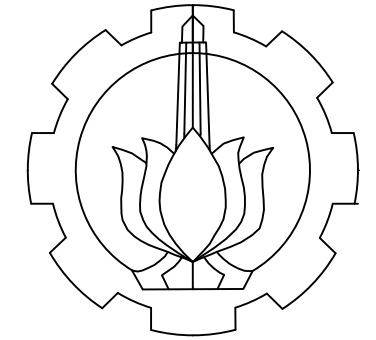
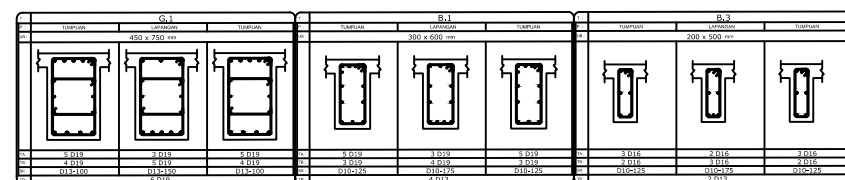
LANTAI-ATAP



LANTAI-LMR



LANTAI-TOP



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

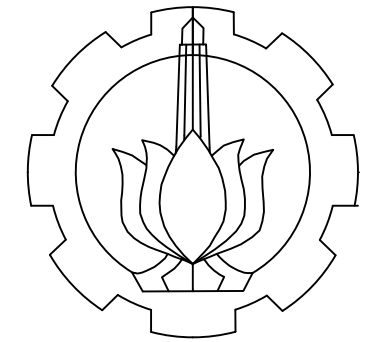
Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	16	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN SHEARWALL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	17	19

TABEL PENULANGAN SHEAR WALL

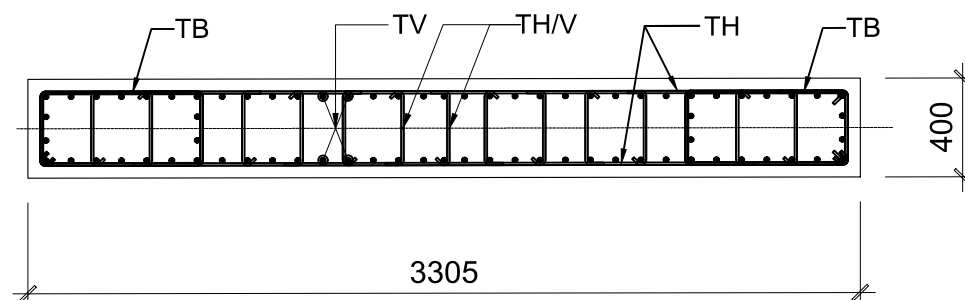
SW.1

TEBAL	MUTU BETON	LANTAI	FLEXURAL / VERTICAL (TV)	SHEAR / HORIZONTAL (TH)	SHEAR VER / HOR (TH/V)	BOUNDARY (TB)
40 cm	F _c =42 MPa	LANTAI - ATAP	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 15	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 14	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 13	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 12	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 11	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 10	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 9	D16-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 8	D16-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 7	D16-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 6	D16-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 5	D19-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 4	D19-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 3	D19-150	D16-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 2	D19-150	D16-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - MEZANINE	D19-150	D16-150	D10-300	D13-150
		GROUND FLOOR	D19-100	D19-100	D10-300	D13-100
LANTAI - BASEMENT	D19-100	D19-100	D10-300	D13-100		

SW.2

TEBAL	MUTU BETON	LANTAI	FLEXURAL / VERTICAL (TV)	SHEAR / HORIZONTAL (TH)	SHEAR VER / HOR (TH/V)	BOUNDARY (TB)
80 cm	F _c =30 MPa	LANTAI - ATAP	-	-	-	
		LANTAI - 15	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 14	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 13	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 12	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 11	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 10	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 9	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 8	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 7	D19-150	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 6	D22-100	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 5	D22-100	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 4	D22-100	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 3	D22-100	D16-150	D10-300	
		LANTAI - 2	D22-100	D16-150	D10-300	
		LANTAI - MEZANINE	D25-100	D16-150	D10-300	
		GROUND FLOOR	D32-100	D25-100	D10-300	
LANTAI - BASEMENT	D32-100	D25-100	D10-300			

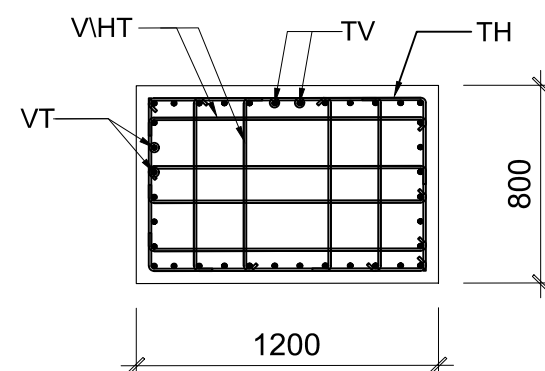
SW.1



DETAIL SHEARWALL SW.1

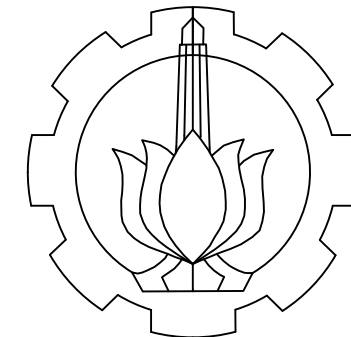
SKALA 1:30

SW.2



DETAIL SHEARWALL SW.2

SKALA 1:30



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN SHEARWALL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

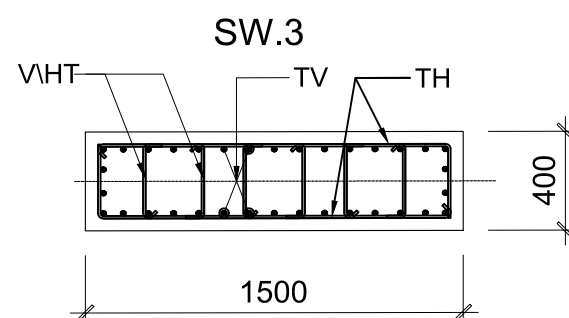
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

STR	18	19
------------	-----------	-----------

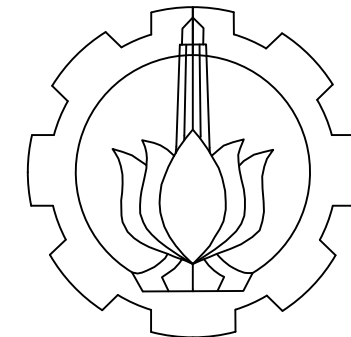


DETAIL SHEARWALL SW.3

SKALA 1:30

SW.3

TEBAL	MUTU BETON	LANTAI	FLEXURAL / VERTICAL (TV)	SHEAR / HORIZONTAL (TH)	SHEAR VER / HOR (TH/V)	BOUNDARY (TB)
		LANTAI - ATAP	-	-	-	-
		LANTAI - 15	-	-	-	-
		LANTAI - 14	-	-	-	-
		LANTAI - 13	-	-	-	-
		LANTAI - 12	-	-	-	-
		LANTAI - 11	-	-	-	-
		LANTAI - 10	-	-	-	-
		LANTAI - 9	-	-	-	-
		LANTAI - 8	-	-	-	-
		LANTAI - 7	-	-	-	-
		LANTAI - 6	-	-	-	-
40 cm	F _c =42 MPa	LANTAI - 5	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 4	D13-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 3	D16-150	D13-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - 2	D19-150	D16-150	D10-300	D13-150
		LANTAI - MEZANINE	D22-150	D16-150	D10-300	D13-150
		GROUND FLOOR	D29-100	D22-100	D10-300	D13-150
LANTAI - BASEMENT	D29-100	D25-100	D10-300	D13-150		



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI

DOSEN PEMBIMBING

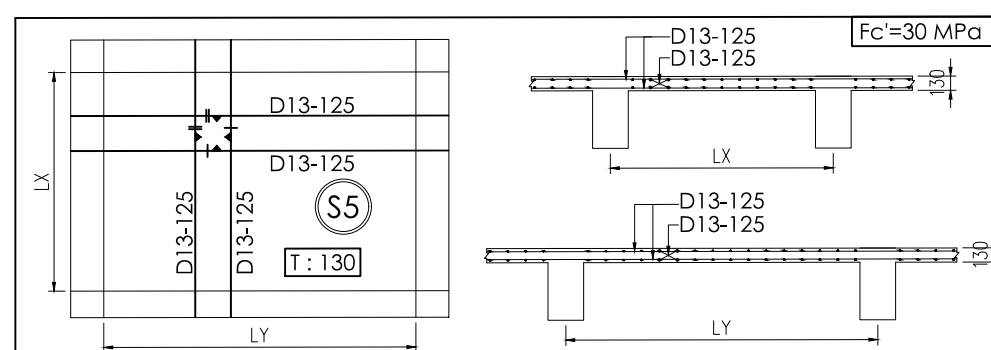
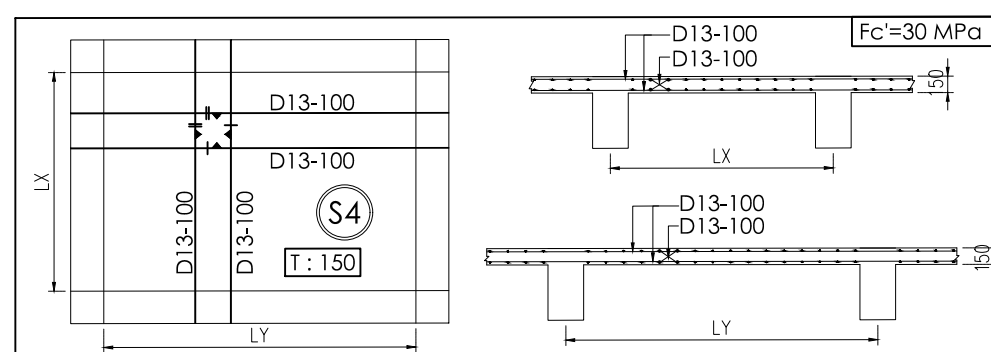
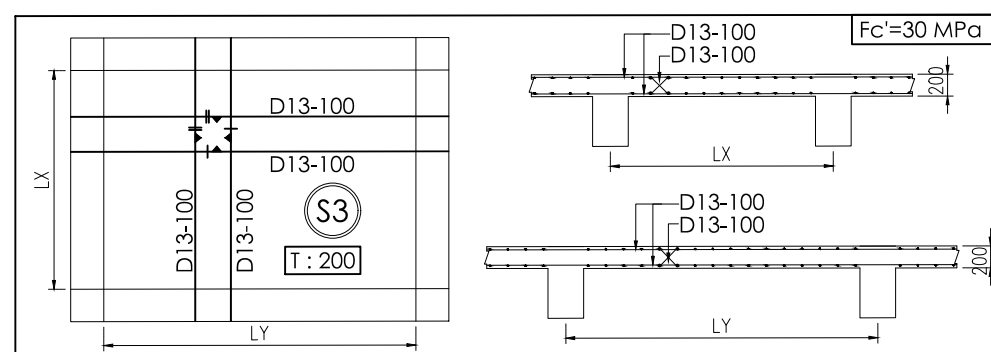
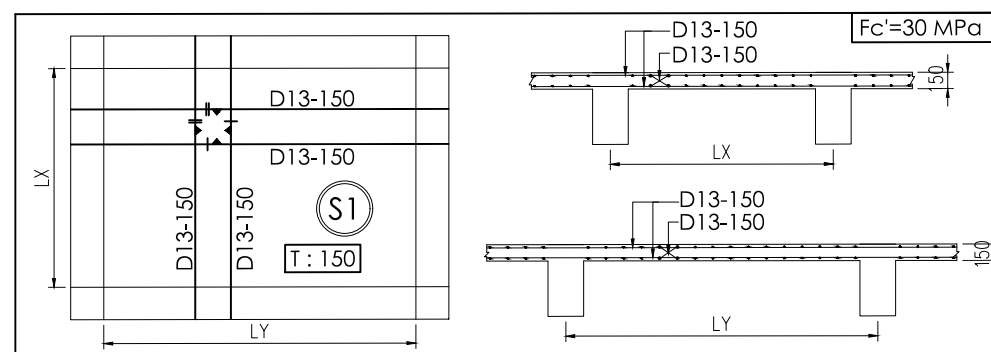
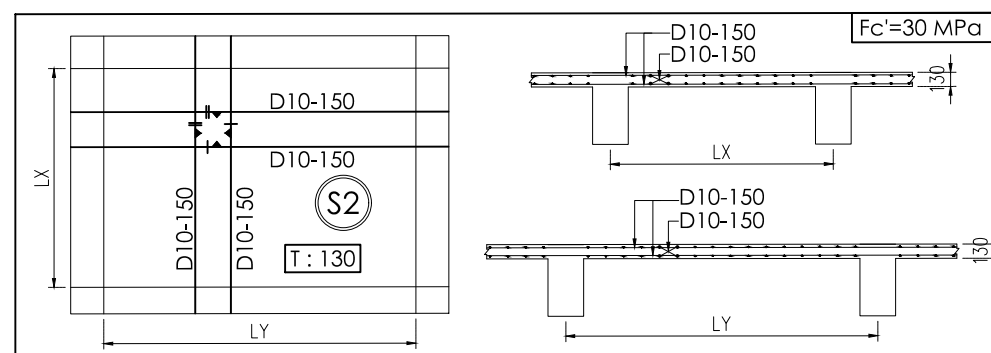
Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

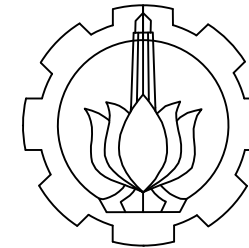
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	19	19





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

METODE PERKUATAN GEDUNG WASKITA
RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI,
JAKARTA TIMUR AKIBAT RENCANA
PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON

JUDUL GAMBAR

GAMBAR DENAH
ARSITEKTURAL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G
10111510000031

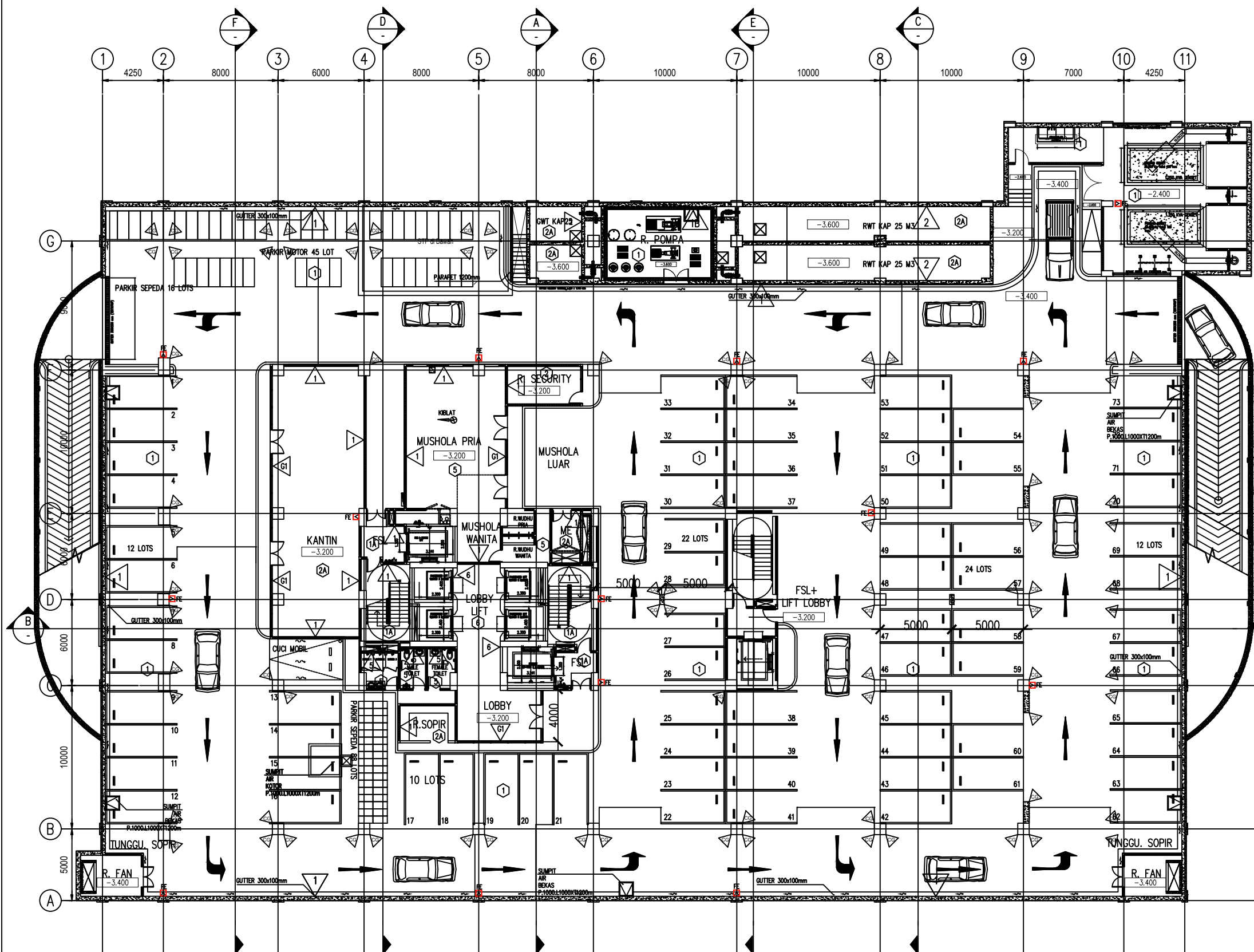
FUNGSI BANGUNAN

PERKANTORAN 16 LANTAI

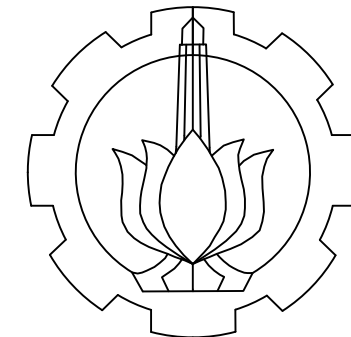
Lokasi Bangunan : Jakarta Timur
Tahun Perencanaan : 2017

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
ARS	01	



DENAH LANTAI BASEMENT
SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

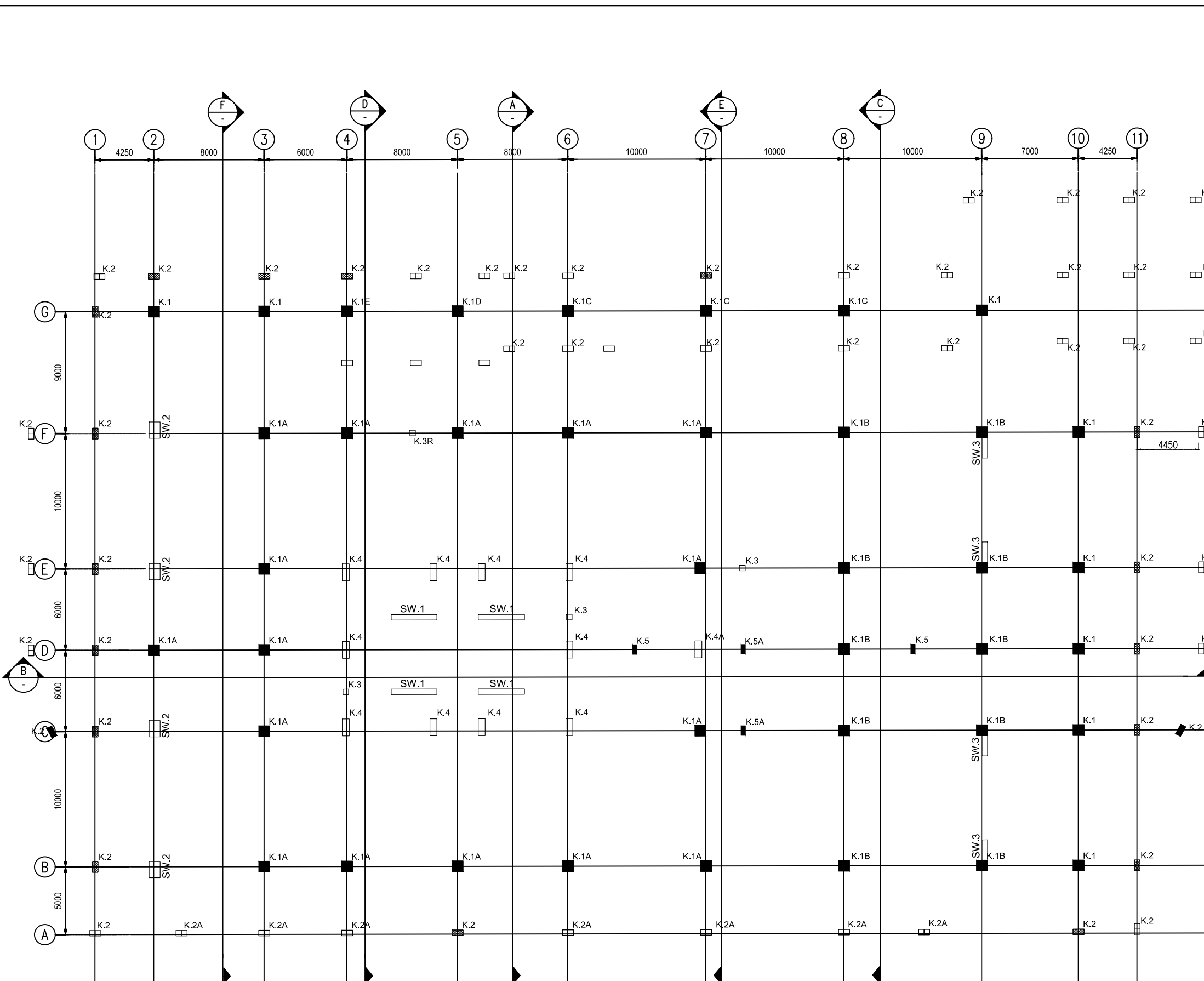
KOLOM	BALOK
1. K.1 800/800	1. G.1 450/750
2. K.2 400/800	2. G.2 800/750
3. K.3 400/400	3. G.3 450/750
4. K.4 500/1250	4. B.1 300/600
5. K.5 300/700	5. B.2 250/400
6. SW.1 3305/400	6. B.3 200/500
7. SW.2 800/1200	7. B.4 200/700
8. SW.3 1500/400	8. B.5 250/500
	9. B.COL 1 450/750

* Dimensi K1.A = K.1

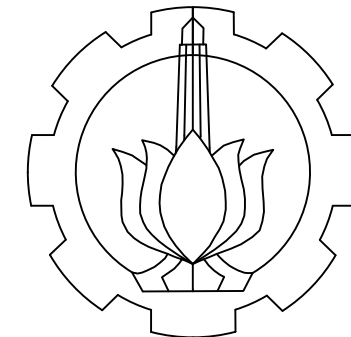
* Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

STR	01	19
------------	-----------	-----------



DENAH BALOK - PELAT BASEMENT
 SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN
 STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN
 TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA
 GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER
 CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN
 DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

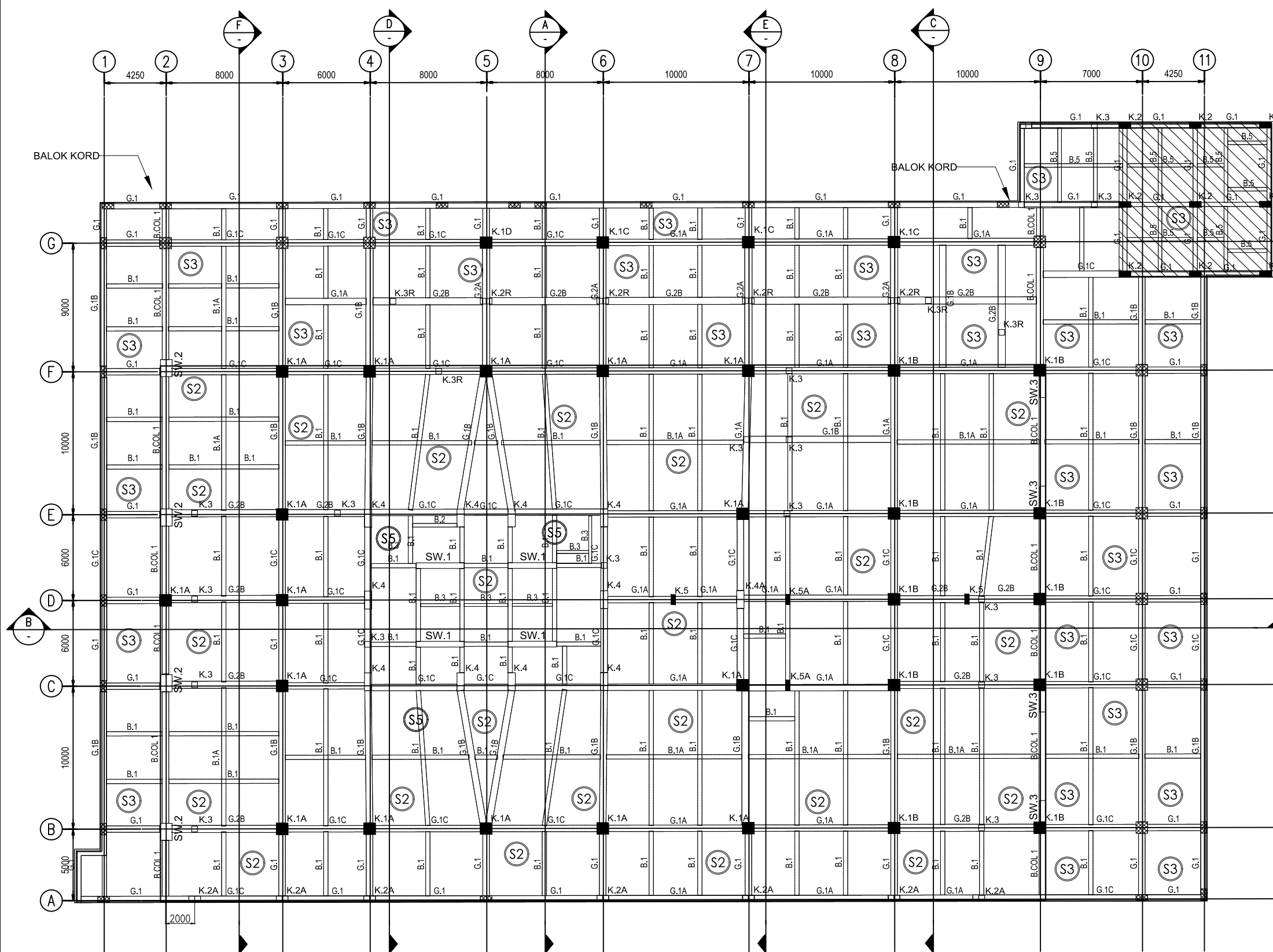
KOLOM	BALOK
1. K.1 800/800	1. G.1 450/750
2. K.2 400/800	2. G.2 800/750
3. K.3 400/400	3. G.3 450/750
4. K.4 500/1250	4. B.1 300/600
5. K.5 300/700	5. B.2 250/400
6. SW.1 3305/400	6. B.3 200/500
7. SW.2 800/1200	7. B.4 200/700
8. SW.3 1500/400	8. B.5 250/500
	9. B.COL.1 450/750

* Dimensi K1.A = K.1

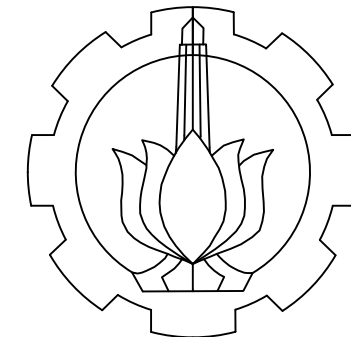
* Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

STR	02	19
------------	-----------	-----------



DENAH BALOK LT. GROUND FLOOR P1A
 SKALA 1:300



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

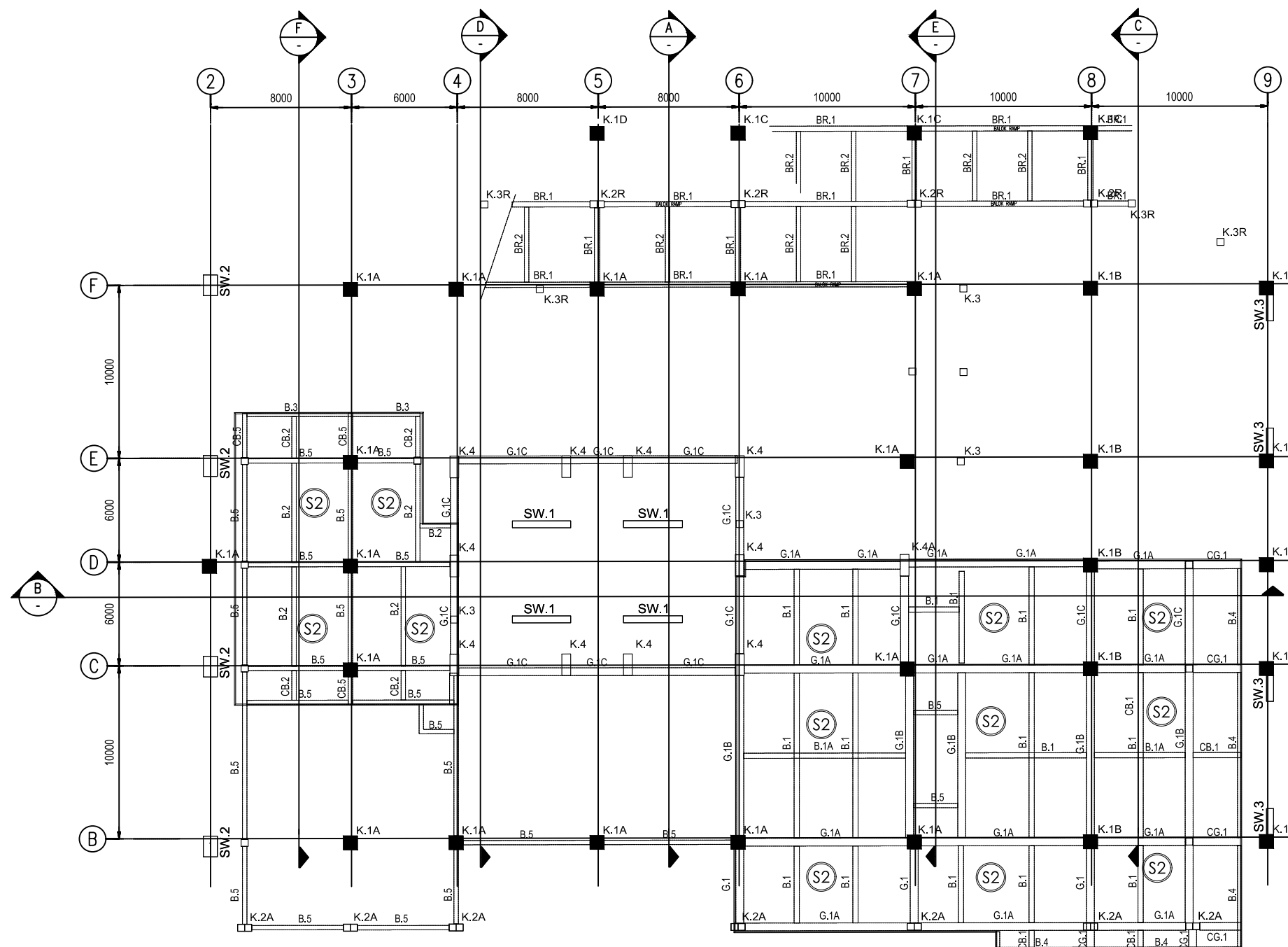
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

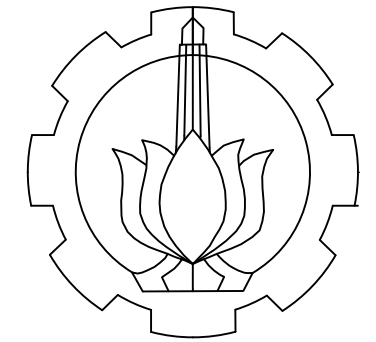


DENAH BALOK LT. MEZZANIN
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	2. G.2 800/750
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	3. G.3 450/750	4. B.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	5. B.2 250/400	6. B.3 200/500
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	7. B.4 200/700	8. B.5 250/500
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	03	19



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

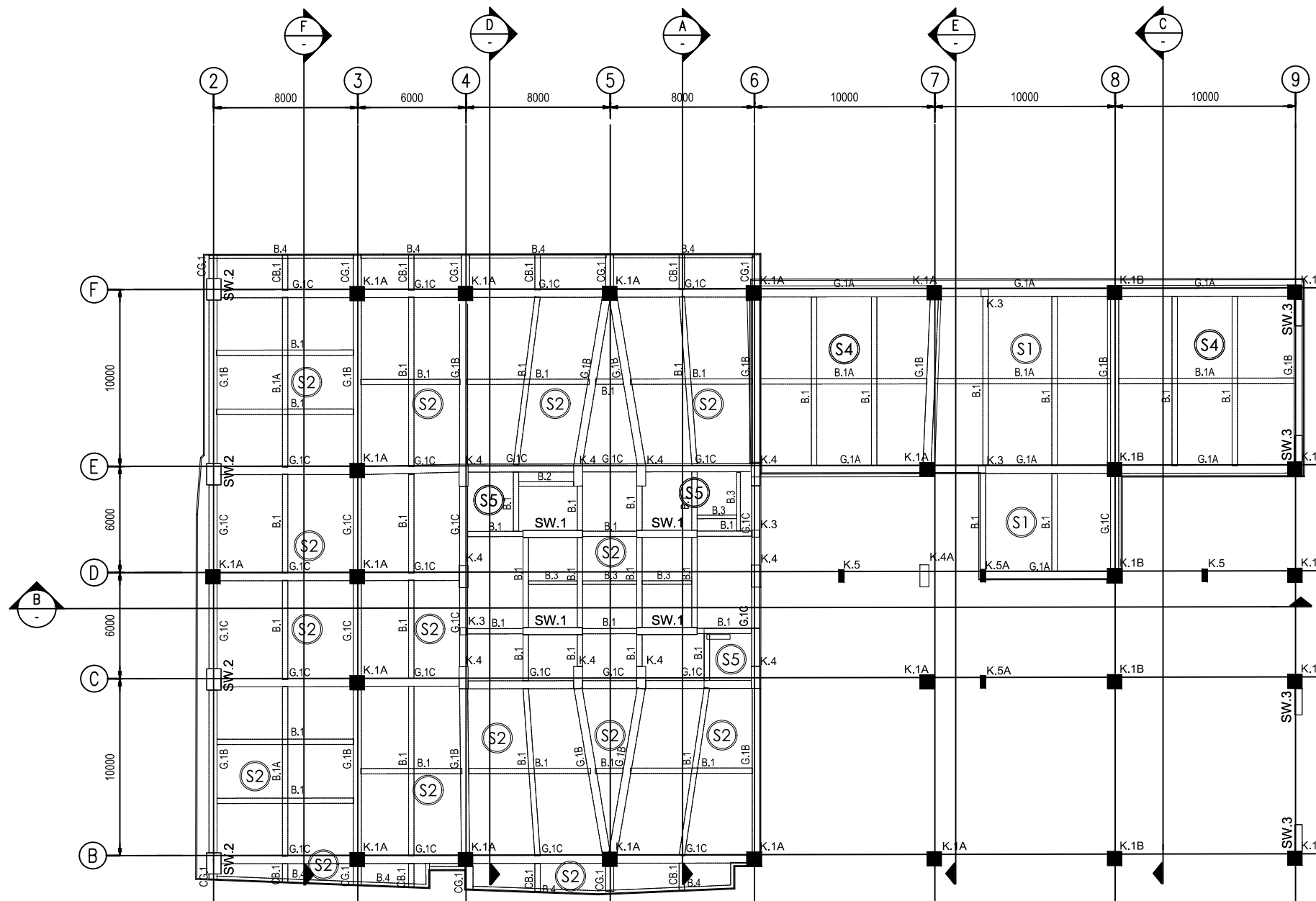
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN



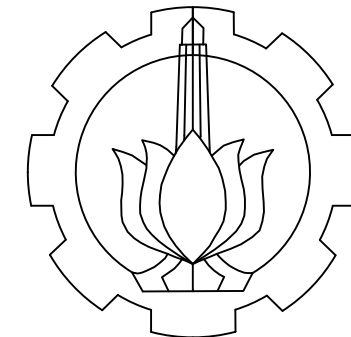
DENAH BALOK TIPIKAL LT. 2 DAN P2A - LT. 7 & P7A
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	2. G.2 800/750
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	3. G.3 450/750	4. B.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	5. B.2 250/400	6. B.3 200/500
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	7. B.4 200/700	8. B.5 250/500
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1

* Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	04	19



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

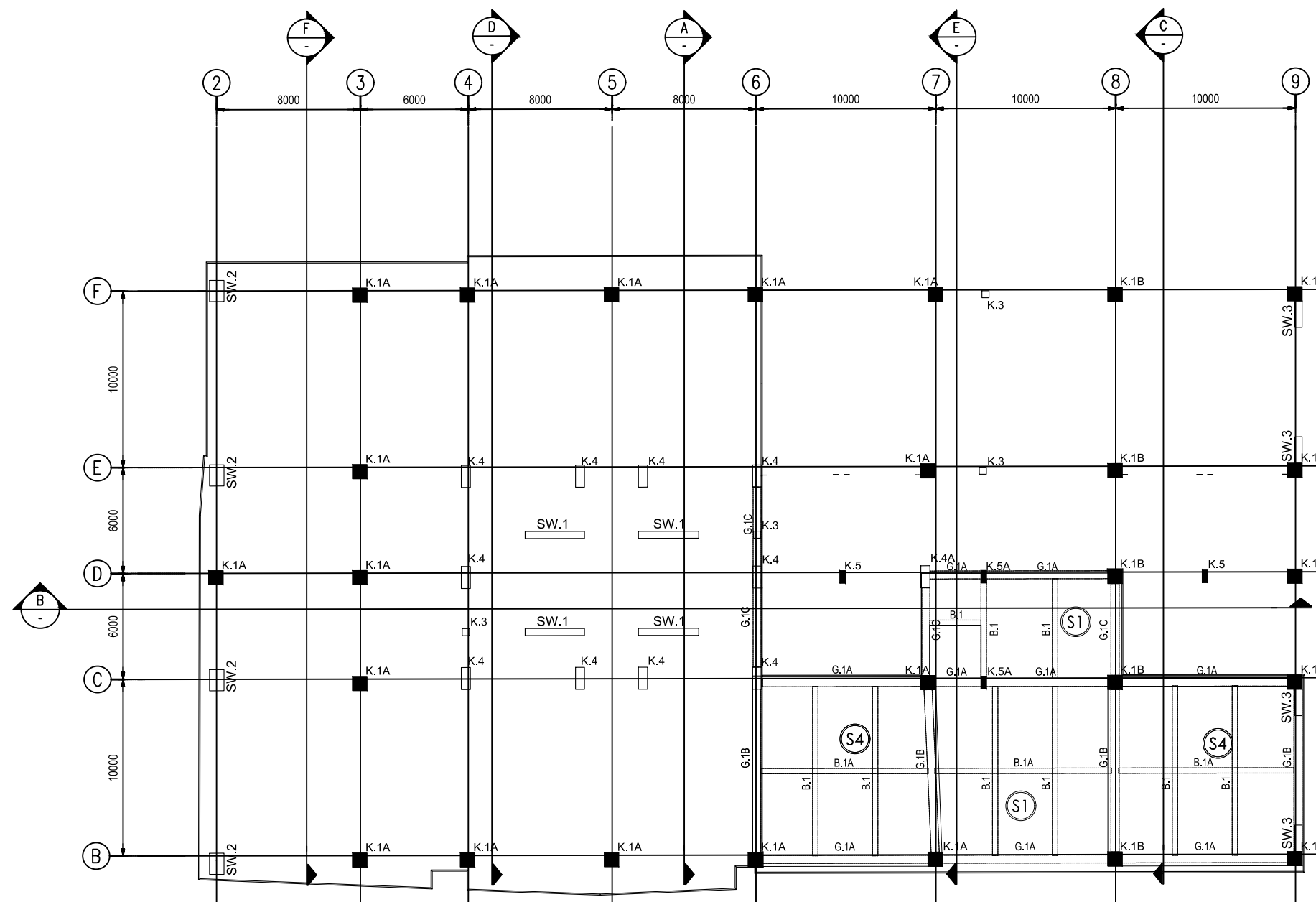
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

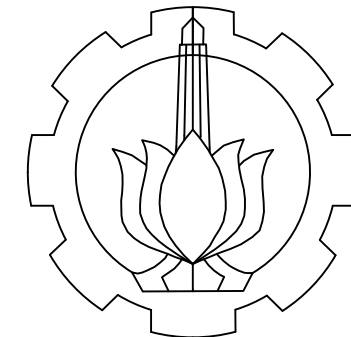


DENAH BALOK TIPIKAL LT. P2B - P7B
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	2. G.2 800/750
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	3. G.3 450/750	4. B.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	5. B.2 250/400	6. B.3 200/500
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	7. B.4 200/700	8. B.5 250/500
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	05	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

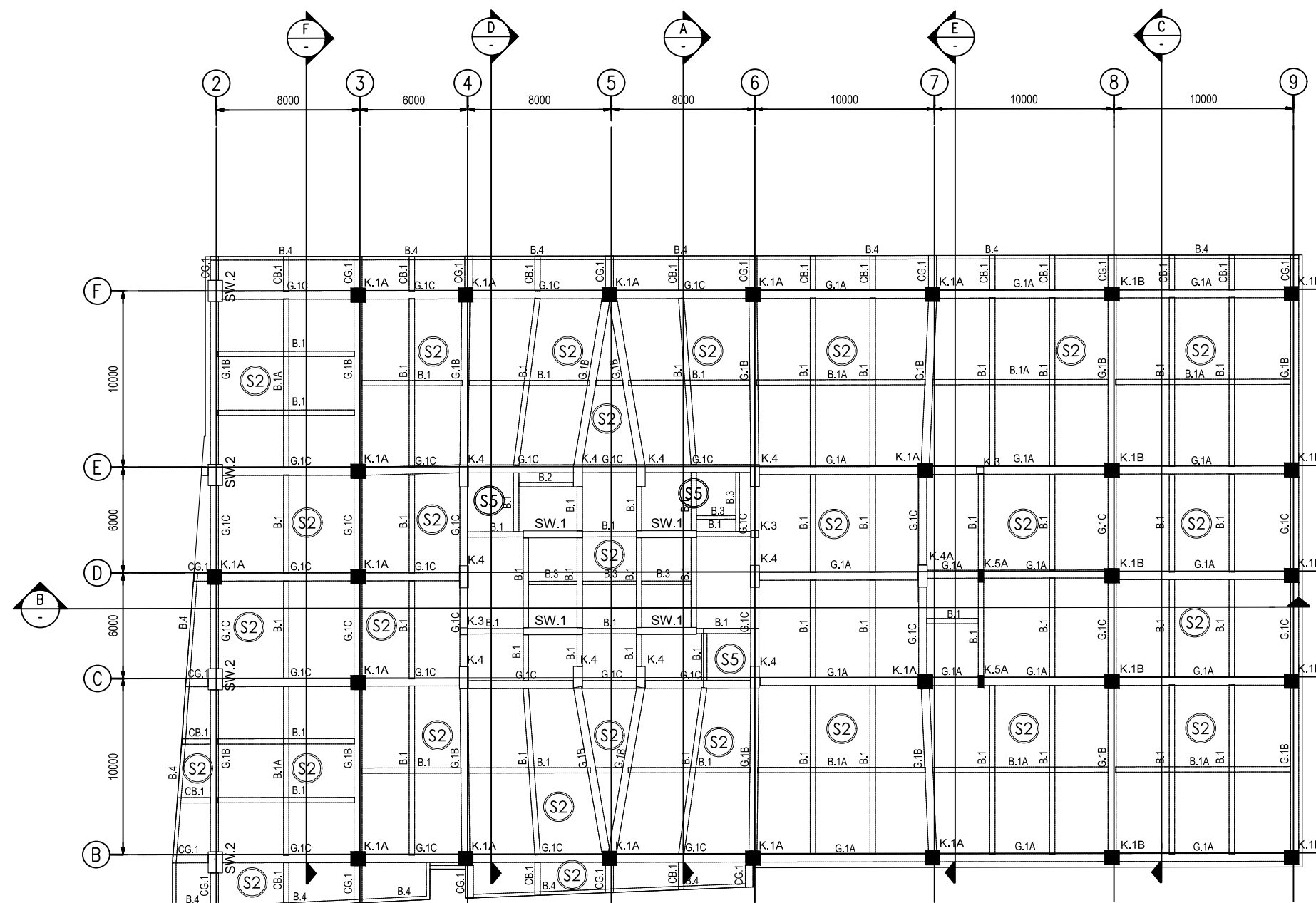
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

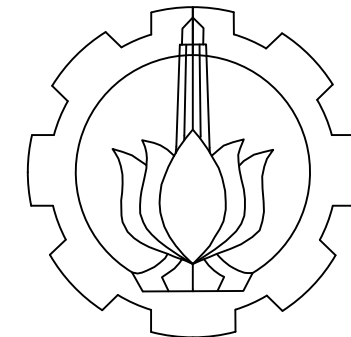


DENAH BALOK TIPIKAL LT. 8 - LT.11
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	1. CG.1 450/750
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	2. G.2 800/750	2. CB.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	3. G.3 450/750	3. BR.1 300/600
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	4. B.1 300/600	4. BR.2 250/500
		5. B.2 250/400	5. BR.3 450/750
		6. B.3 200/500	6. BR.4 300/600
		7. B.4 200/700	7. BR.5 300/600
		8. B.5 250/500	
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	06	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

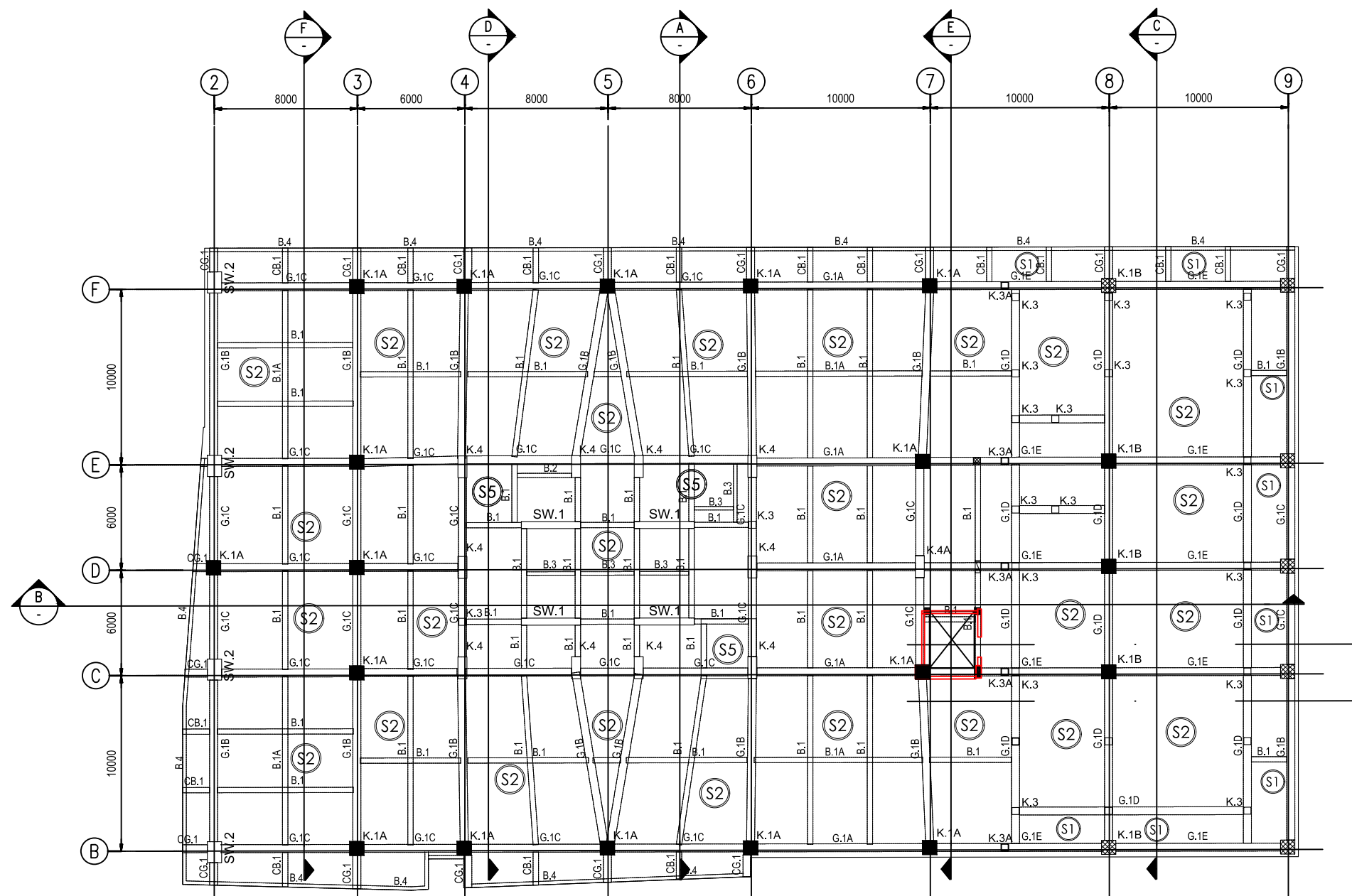
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

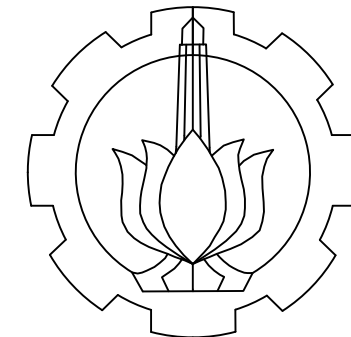


DENAH BALOK LT. 12
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	1. CG.1 450/750
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	2. G.2 800/750	2. CB.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	3. G.3 450/750	3. BR.1 300/600
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	4. B.1 300/600	4. BR.2 250/500
		5. B.2 250/400	5. BR.3 450/750
		6. B.3 200/500	6. BR.4 300/600
		7. B.4 200/700	7. BR.5 300/600
		8. B.5 250/500	
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	07	19



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

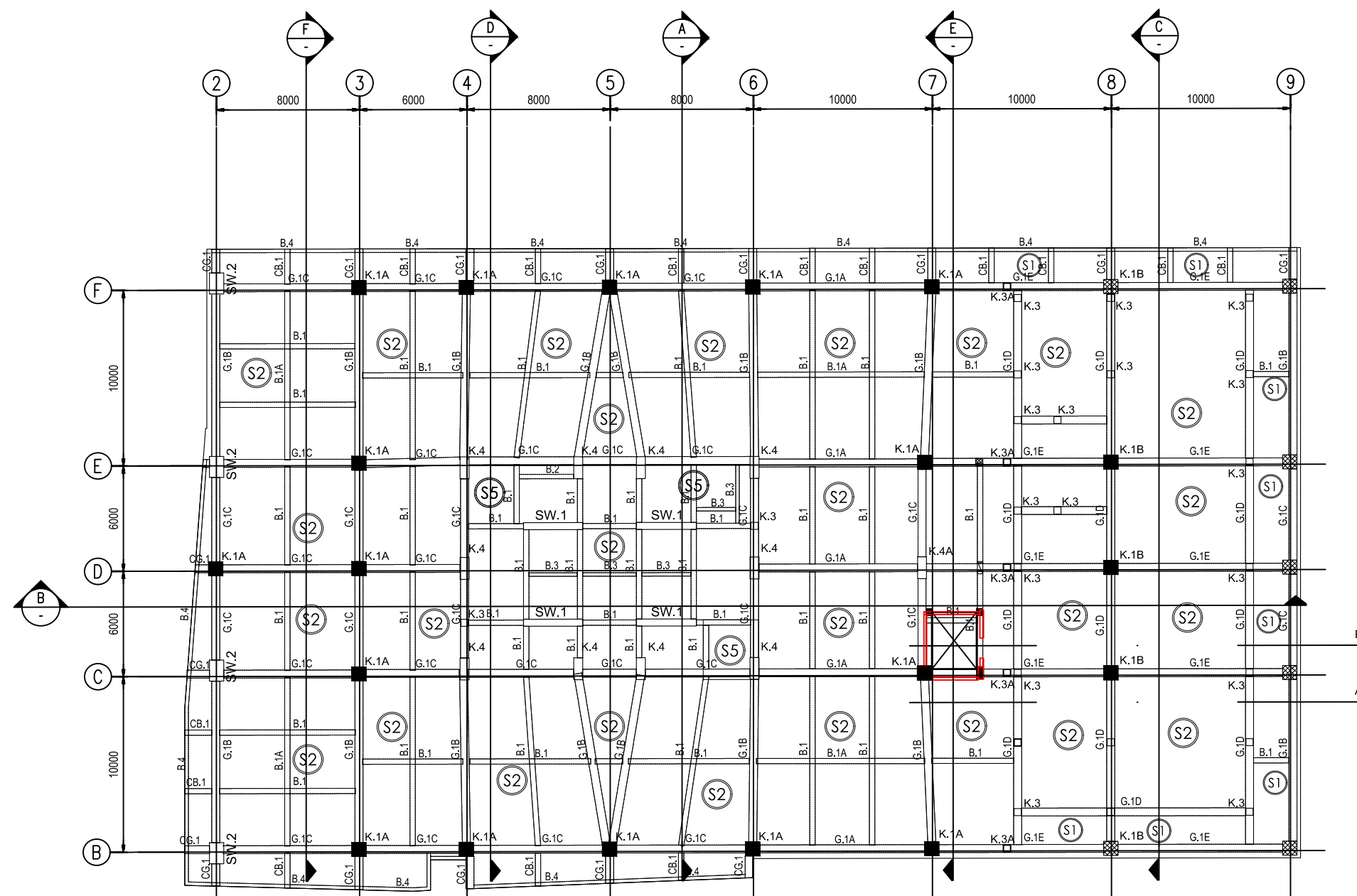
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

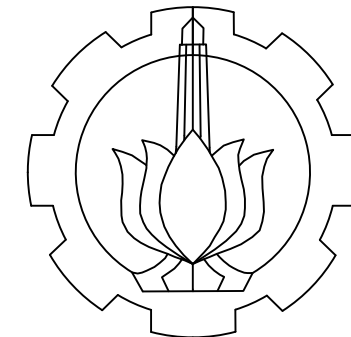


DENAH BALOK LT. 12
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	2. CB.1 300/600
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	3. G.2 800/750	3. BR.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	4. G.3 450/750	4. BR.2 250/500
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	5. B.1 300/600	5. BR.3 450/750
		6. B.2 250/400	6. BR.4 300/600
		7. B.3 200/500	7. BR.5 300/600
		8. B.4 200/700	
		9. B.5 250/500	
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	08	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

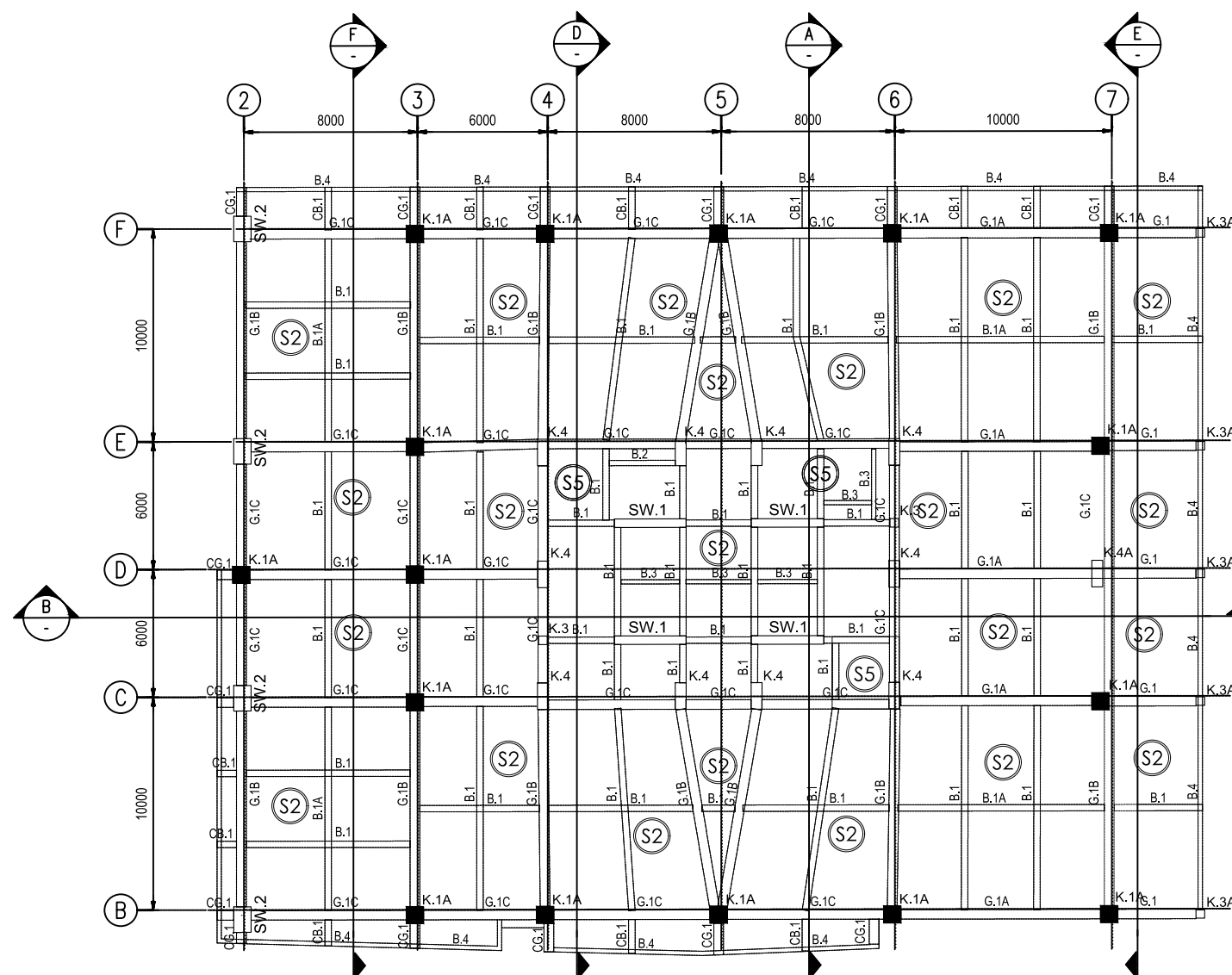
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

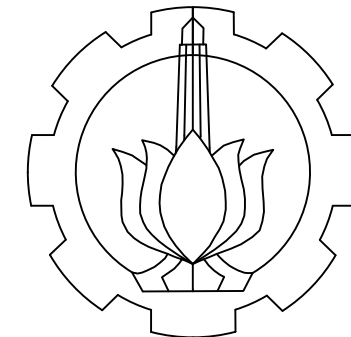


DENAH BALOK TIPIKAL LT. 13 - LT. 16
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800		1. G.1 450/750	1. CG.1 450/750
2. K.2 400/800		2. G.2 800/750	2. CB.1 300/600
3. K.3 400/400		3. G.3 450/750	3. BR.1 300/600
4. K.4 500/1250		4. B.1 300/600	4. BR.2 250/500
5. K.5 300/700		5. B.2 250/400	5. BR.3 450/750
6. SW.1 3305/400		6. B.3 200/500	6. BR.4 300/600
7. SW.2 800/1200		7. B.4 200/700	7. BR.5 300/600
8. SW.3 1500/400		8. B.5 250/500	
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	09	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

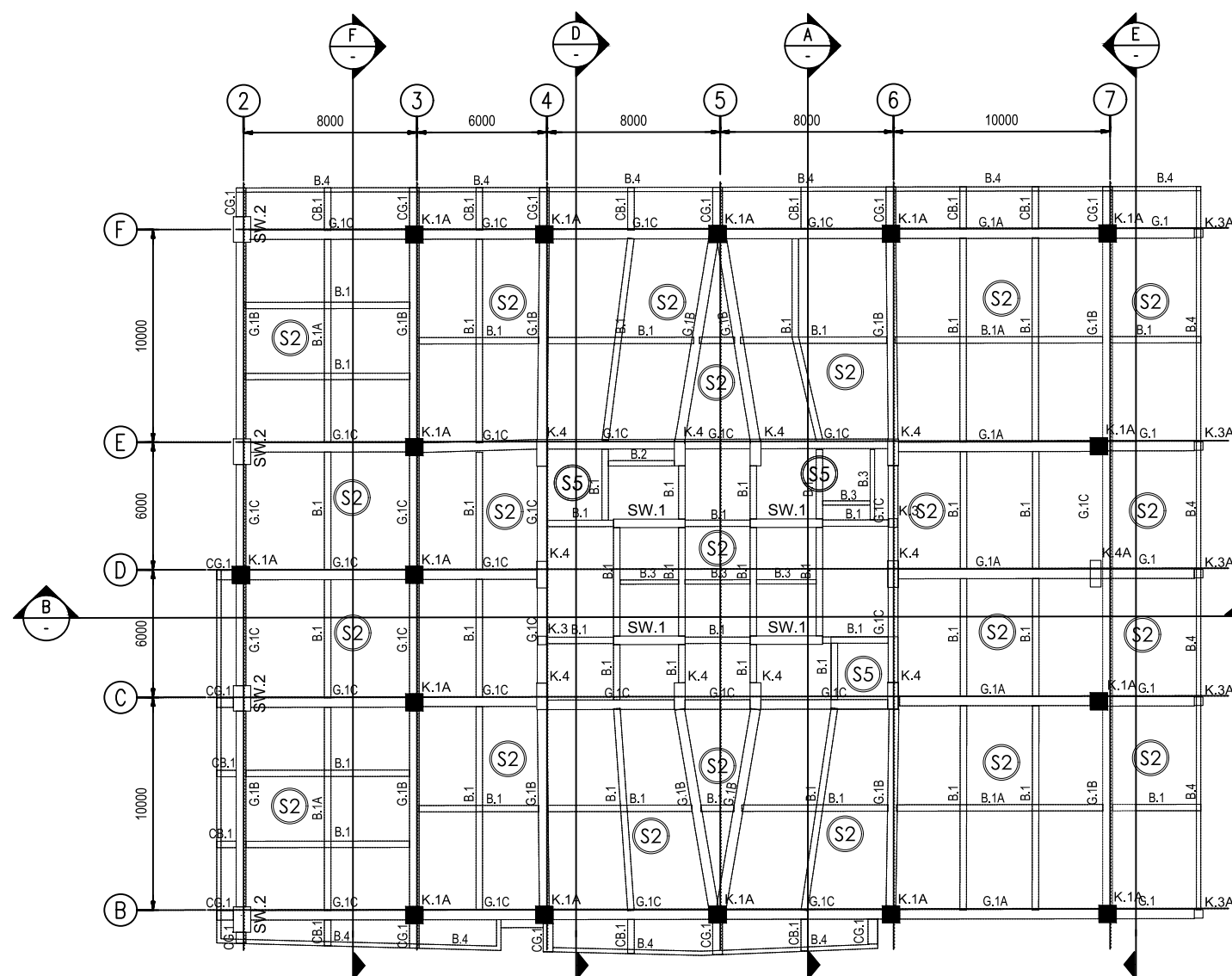
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

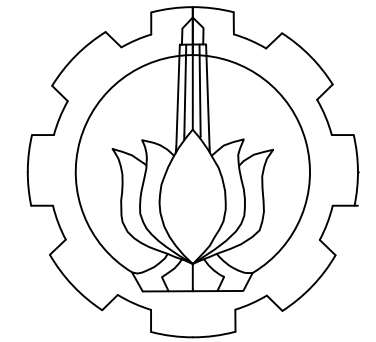


DENAH BALOK TIPIKAL LT. 13 - LT. 16
 SKALA 1:300

KOLOM		BALOK	
1. K.1 800/800	2. K.2 400/800	1. G.1 450/750	2. CB.1 300/600
3. K.3 400/400	4. K.4 500/1250	3. G.2 800/750	3. BR.1 300/600
5. K.5 300/700	6. SW.1 3305/400	4. B.1 300/600	4. BR.2 250/500
7. SW.2 800/1200	8. SW.3 1500/400	5. B.2 250/400	5. BR.3 450/750
		6. B.3 200/500	6. BR.4 300/600
		7. B.4 200/700	7. BR.5 300/600
		8. B.5 250/500	
		9. B.COL 1 450/750	

* Dimensi K1.A = K.1 * Dimensi G1.C = G.1

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	10	19



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
STR	11	19

TIPE KOLOM	K.1B	TIPE KOLOM	K.1B
Lantai - 6 S/D Lantai - 11		Lantai - Mezanine	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D19	UKURAN	28 D29
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - 5		Lantai - Ground Floor	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D22	UKURAN	32 D32
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - 3 & Lantai - 4		Lantai - Basement-1	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D25	UKURAN	36 D32
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - 2			
MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm		
UKURAN	24 D29		
TULANGAN	ATAS D10-100		
SENGKANG	TENGAH D10-150		
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100		
JOINT D10-100			

TIPE KOLOM	K.1A	TIPE KOLOM	K.1A	TIPE KOLOM	K.1A
Lantai - 8 S/D Lantai - 15		Lantai - 8 S/D Lantai - 14		Lantai - 7	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D19	UKURAN	24 D19	UKURAN	28 D22
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	D10-150
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	D10-100
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - 6		Lantai - 5		Lantai - 3 & Lantai - 4	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=30 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	32 D25	UKURAN	32 D29	UKURAN	36 D32
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - Mezanine & Lantai - 2		Lantai - Ground Floor		Lantai - Basement-1	
MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	36 D32	UKURAN	40 D32	UKURAN	48 D32
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100		JOINT D10-100	

Lantai - Ground Floor S/D Lantai - Mezanine		Lantai - Basement-1 S/D Lantai - Mezanine	
MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D19	UKURAN	24 D19
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - Basement-1		Lantai - Basement-2	
MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D22	UKURAN	24 D22
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	

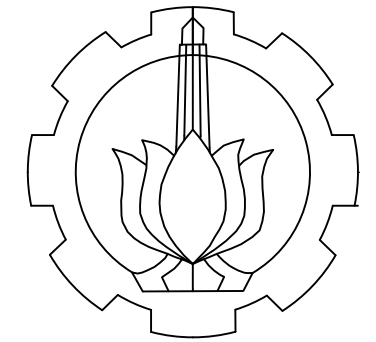
Lantai - Basement-2		Lantai - Basement-1	
MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=42 MPa	800 x 800 mm
UKURAN	24 D22	UKURAN	24 D22
TULANGAN	ATAS D10-100	TULANGAN	ATAS D10-100
SENGKANG	TENGAH D10-150	SENGKANG	TENGAH D10-150
BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	BAWAH D10-100	JOINT D10-100
JOINT D10-100		JOINT D10-100	
Lantai - Ground Floor S/D Lantai - Mezanine			
MUTU BETON : Fc=30 MPa	400 x 800 mm		
UKURAN	16 D22		
TULANGAN	ATAS D10-150		
SENGKANG	TENGAH D10-200		
BAWAH D10-150	BAWAH D10-150		
JOINT D10-150			

Lantai - Basement-1		Lantai - Basement-1 S/D Lantai - 15	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	400 x 800 mm	MUTU BETON : Fc=30 MPa	400 x 400 mm
UKURAN	16 D16	UKURAN	12 D19
TULANGAN	ATAS D10-150	TULANGAN	ATAS D10-150
SENGKANG	TENGAH D10-200	SENGKANG	TENGAH D10-200
BAWAH D10-150	BAWAH D10-150	BAWAH D10-150	JOINT D10-150
JOINT D10-150		JOINT D10-150	

Lantai - Basement-1 S/D Lantai - Mezanine	
MUTU BETON : Fc=30 MPa	400 x 800 mm
UKURAN	16 D22
TULANGAN	ATAS D10-150
SENGKANG	TENGAH D10-200
BAWAH D10-150	BAWAH D10-150
JOINT D10-150	

TIPE KOLOM	K.2R
------------	------

TIPE KOLOM	K.3
------------	-----



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM DAN BALOK

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
1011151000031

KETERANGAN

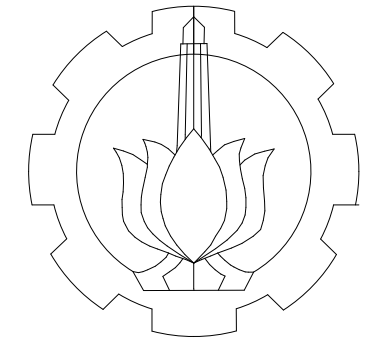
KODE	NO GBR	JML GBR
STR	12	19

Lantai -10 Lantai -11	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	16 D19
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100
Lantai - 9	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	16 D22
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100
Lantai - 6 Lantai - 8	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	16 D25
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100
Lantai - 5	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	18 D25
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100
Lantai - Basement-1 Lantai - 4	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	20 D25
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100
TIPE KOLOM	K.5A

TIPE KOLOM	K.4	TIPE KOLOM	K.4	TIPE KOLOM	K.4	TIPE KOLOM	K.4
Lantai - 11 Lantai - Atap		Lantai - 6 Lantai - 10		Lantai - 4 Lantai - 5		Lantai - 3	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm
TULANGAN	24 D19	TULANGAN	24 D25	TULANGAN	26 D25	TULANGAN	26 D29
SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100
Lantai - Mezanine Lantai - 2		Lantai - GF		Lantai - Basement-1			
MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa			
UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm		
TULANGAN	34 D32	TULANGAN	42 D32	TULANGAN	44 D32		
SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100		

TIPE KOLOM	K.4A	TIPE KOLOM	K.4A	TIPE KOLOM	K.4A	TIPE KOLOM	K.4A
Lantai - 7 S/D Lantai - 15		Lantai - 5 S/D Lantai - 6		Lantai - 4		Lantai - 3	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm
TULANGAN	24 D19	TULANGAN	24 D25	TULANGAN	24 D29	TULANGAN	26 D29
SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100
Lantai - Mezanine S/D Lantai - 2		Lantai - GF		Lantai - Basement-1			
MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa			
UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm	UKURAN	500 x 1250 mm		
TULANGAN	26 D32	TULANGAN	34 D32	TULANGAN	42 D32		
SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100	SENGKANG	ATAS D13-100 TENGAH D13-150 BAWAH D13-100 JOINT D13-100		

TIPE KOLOM	K.5	TIPE KOLOM	K.5	TIPE KOLOM	K.5
Lantai - 6		Lantai - 5		Lantai - Basement-1 S/D Lantai - 4	
MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa		MUTU BETON : Fc'=30 MPa	
UKURAN	300 x 700 mm	UKURAN	300 x 700 mm	UKURAN	300 x 700 mm
TULANGAN	16 D25	TULANGAN	18 D25	TULANGAN	20 D25
SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100	SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100	SENGKANG	ATAS D10-100 TENGAH D10-150 BAWAH D10-100 JOINT D10-100



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

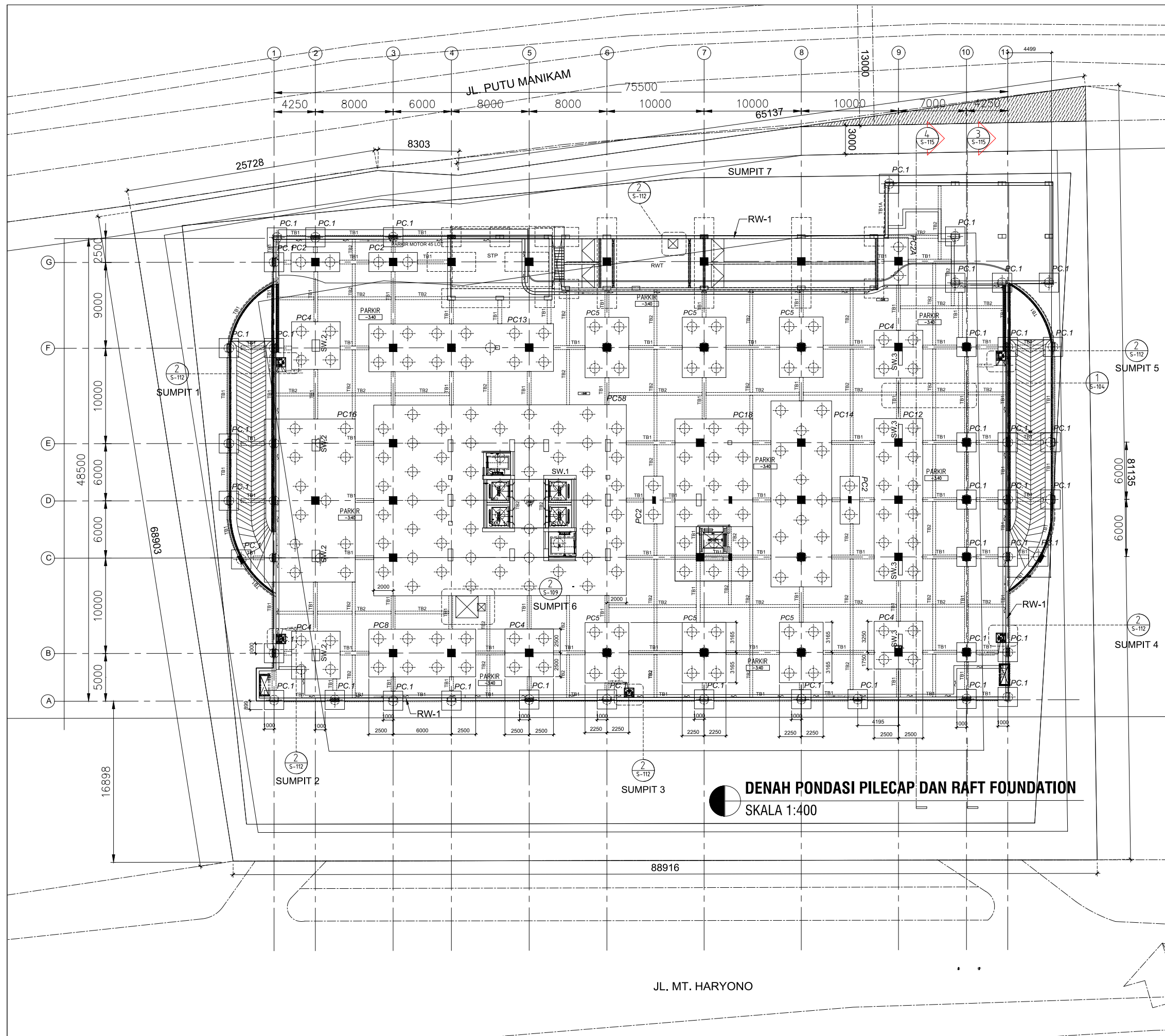
NAMA MAHASISWA

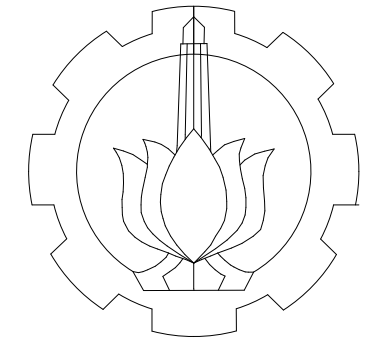
DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	01	10
-----	----	----





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

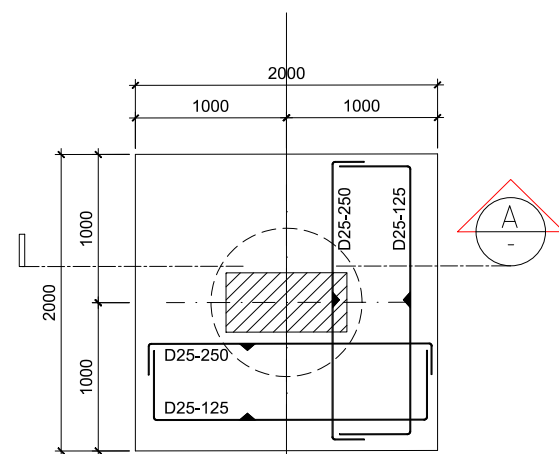
Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

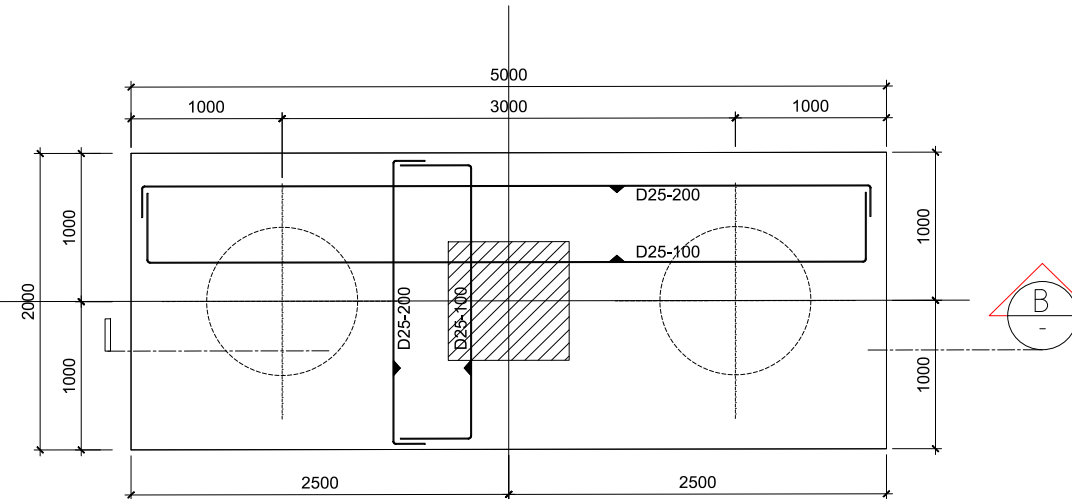
KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	02	10



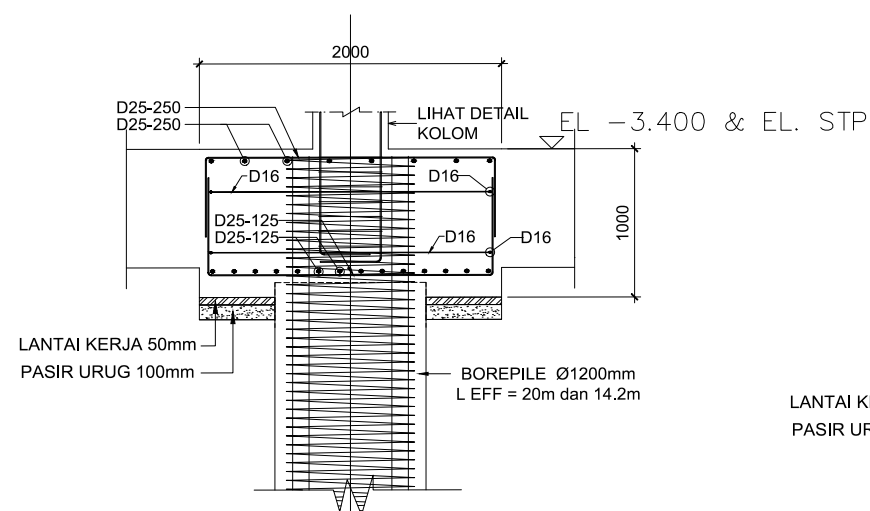
2

DENAH PC.1
 SKALA 1:50



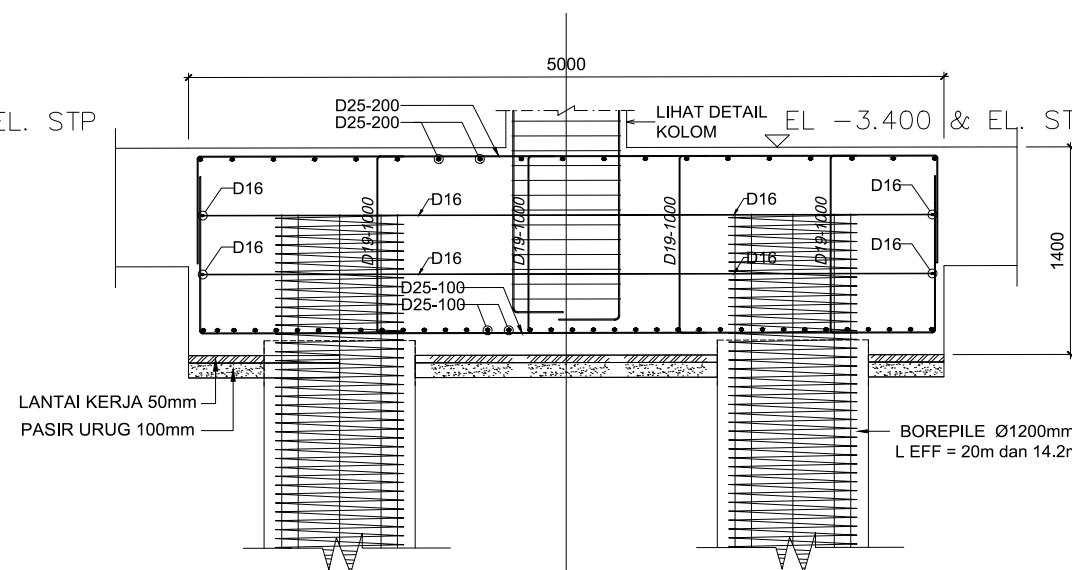
2

DENAH PC.2
 SKALA 1:50



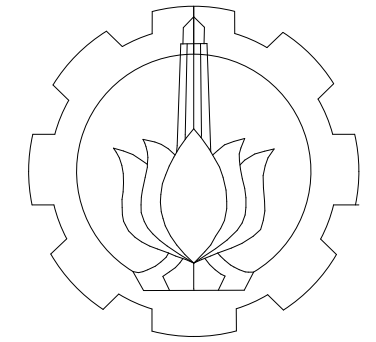
2

DETAIL PC.1
 SKALA 1:50



2

DETAIL PC.2
 SKALA 1:50



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

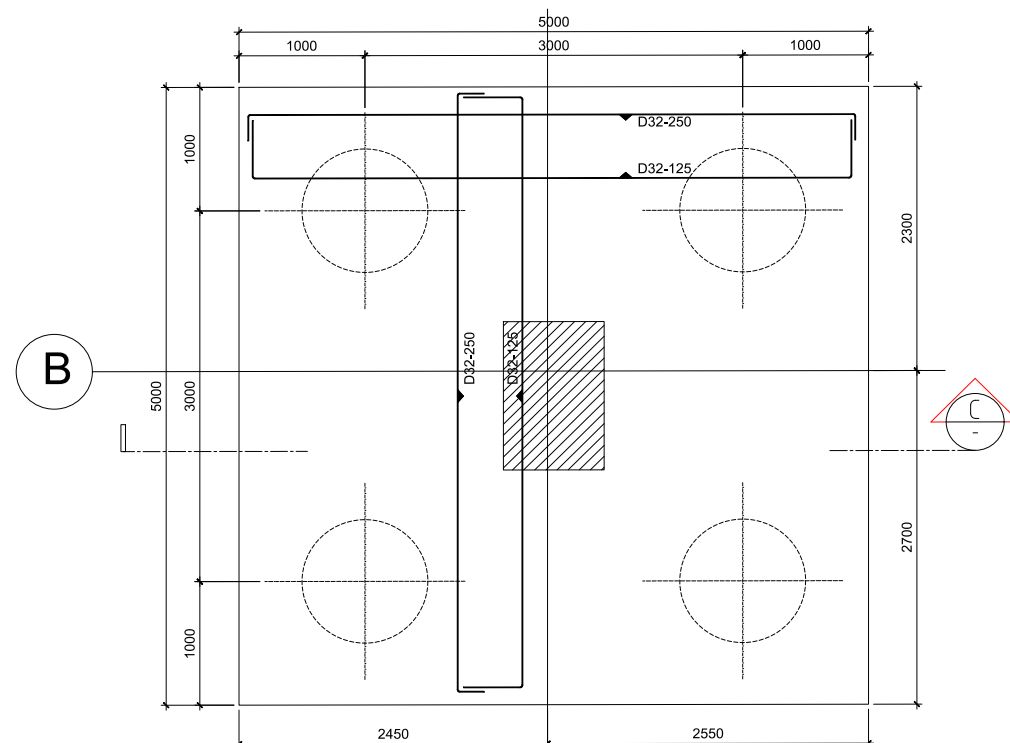
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

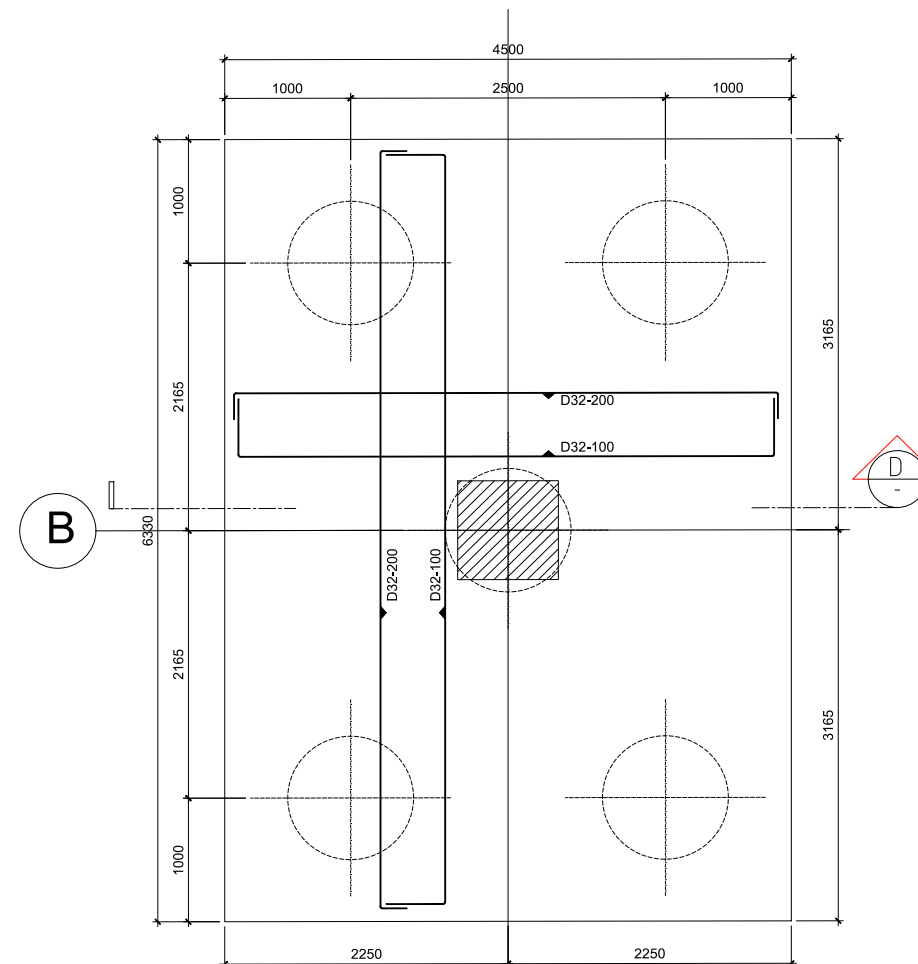
KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

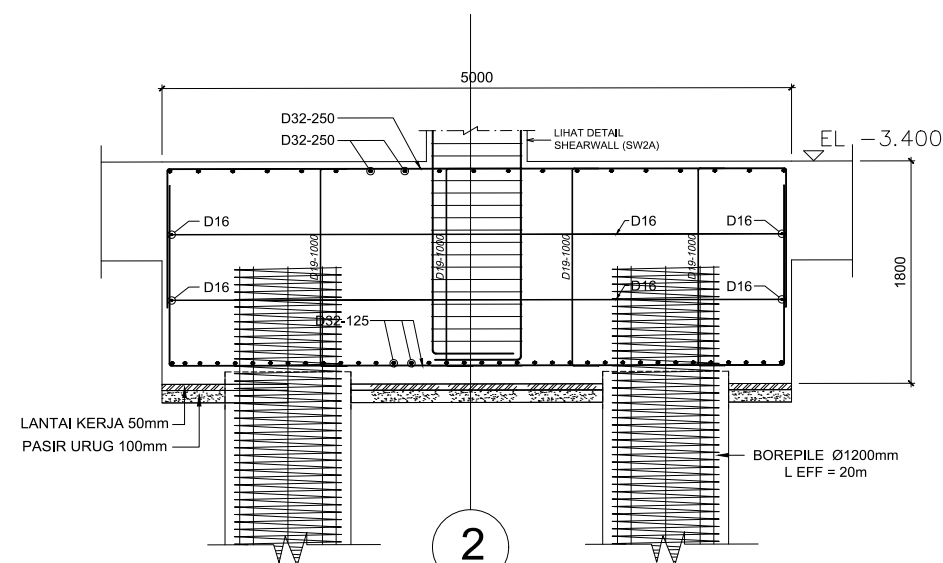
PKR	03	10
-----	----	----



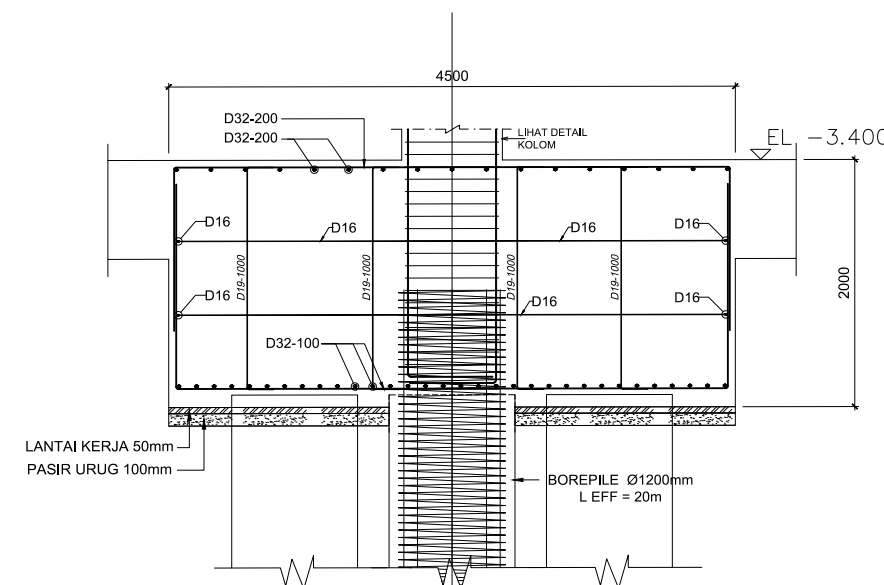
DENAH PC.4
 SKALA 1:60



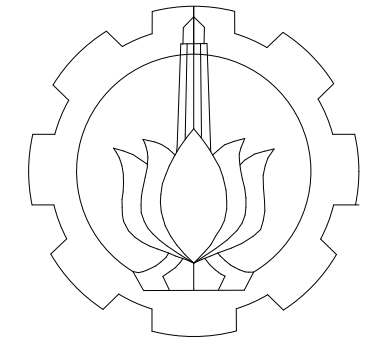
DENAH PC.5
 SKALA 1:60



DETAIL PC.4
 SKALA 1:60



DETAIL PC.5
 SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

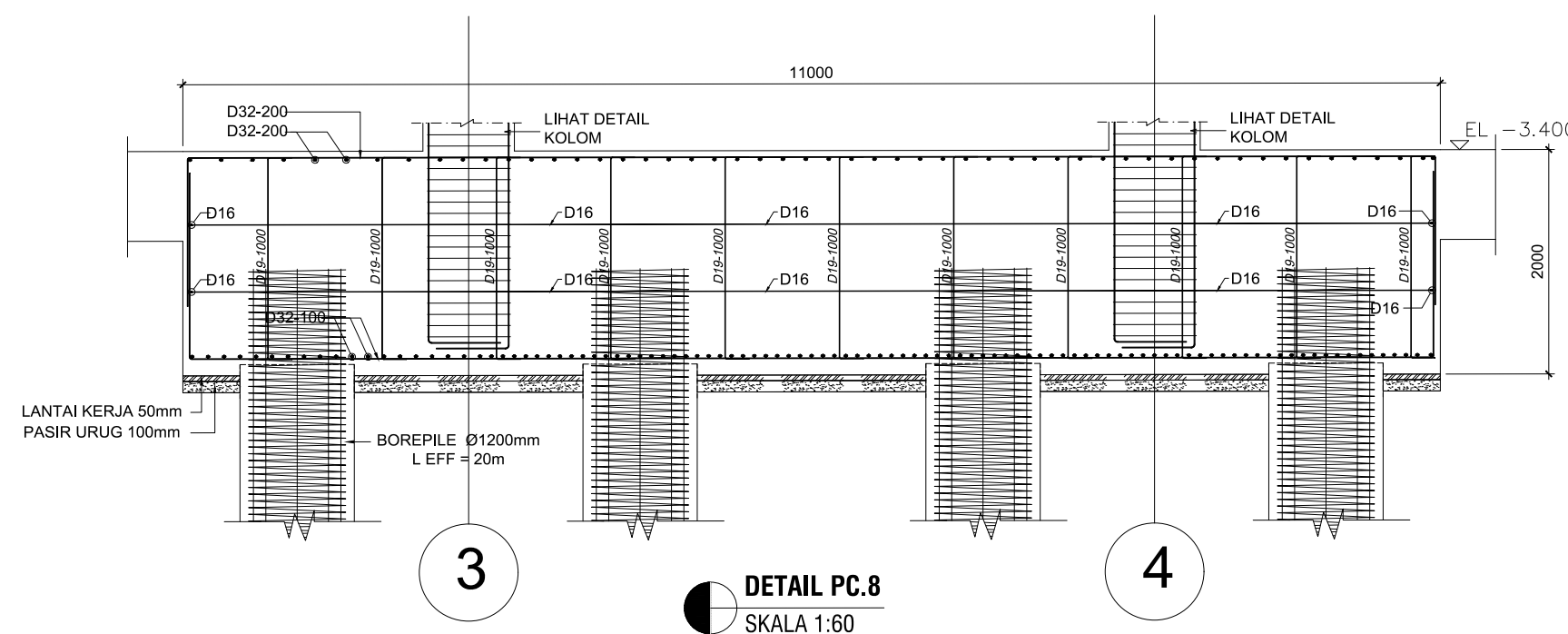
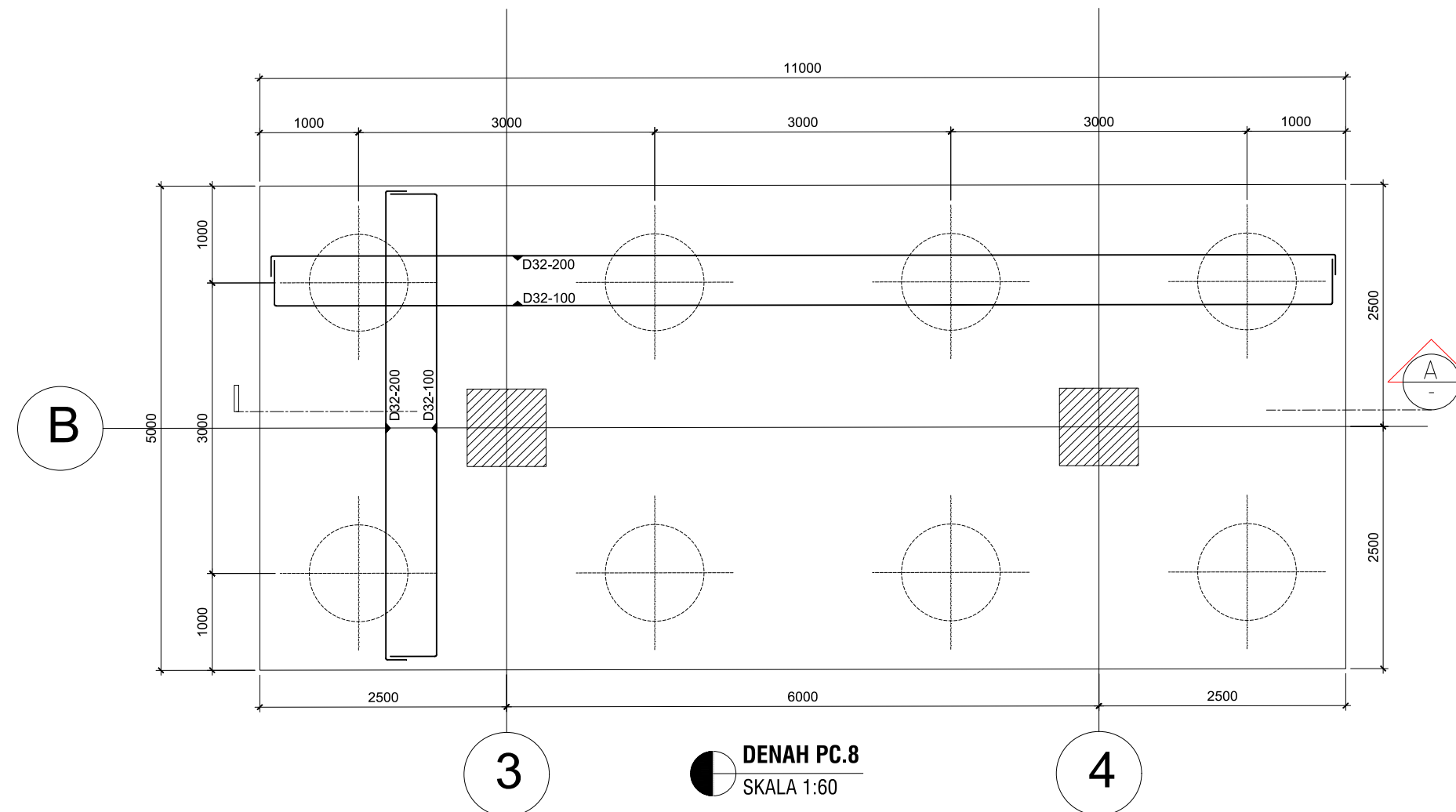
NAMA MAHASISWA

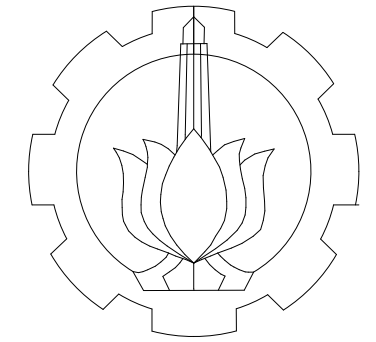
DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	04	10
-----	----	----





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

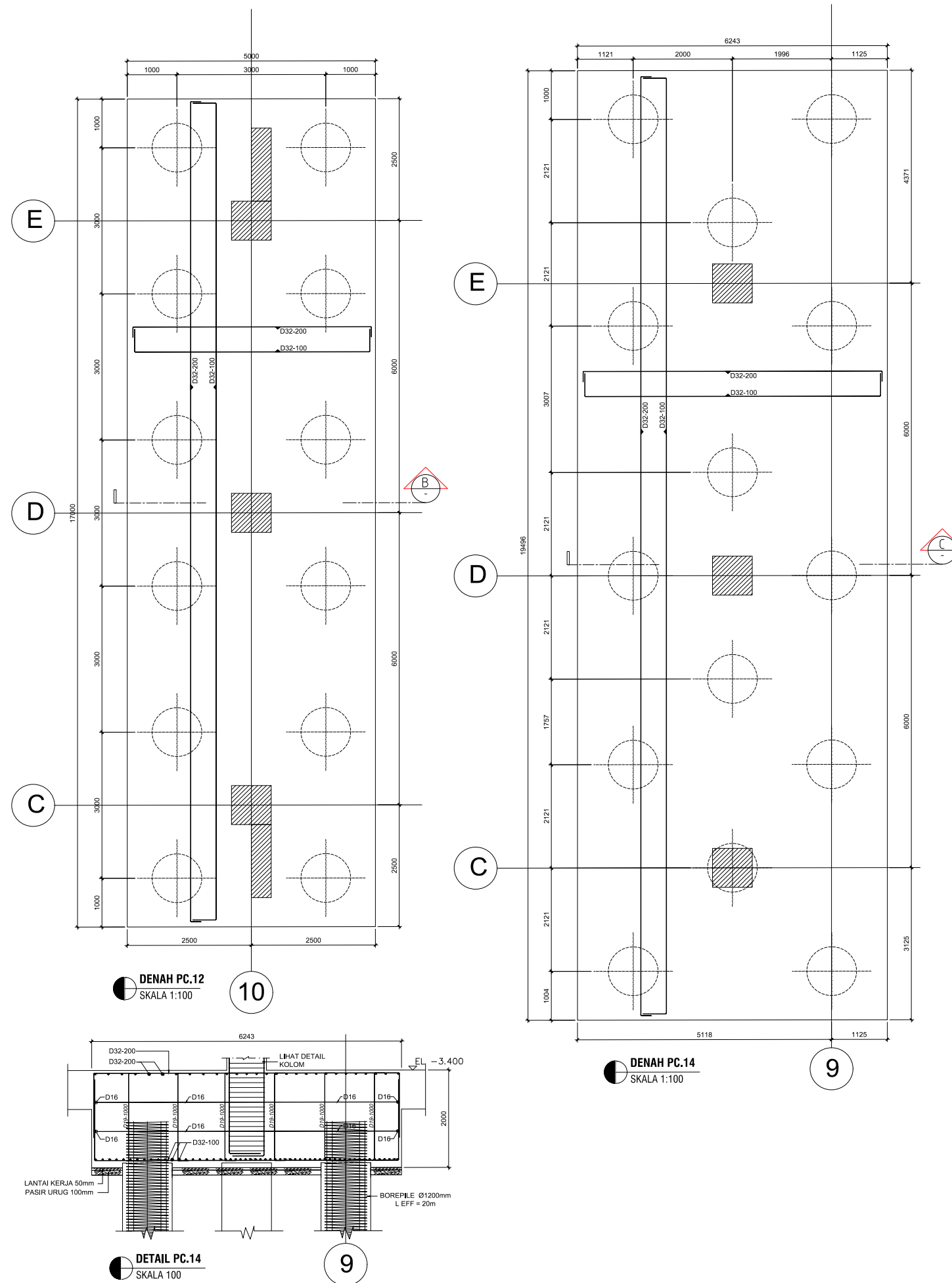
NAMA MAHASISWA

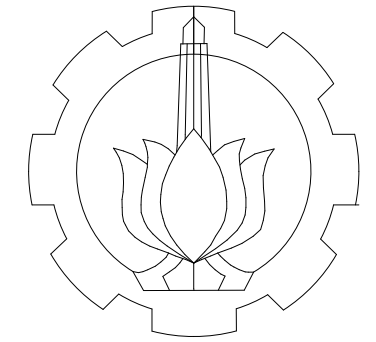
DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	05	10
-----	----	----





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

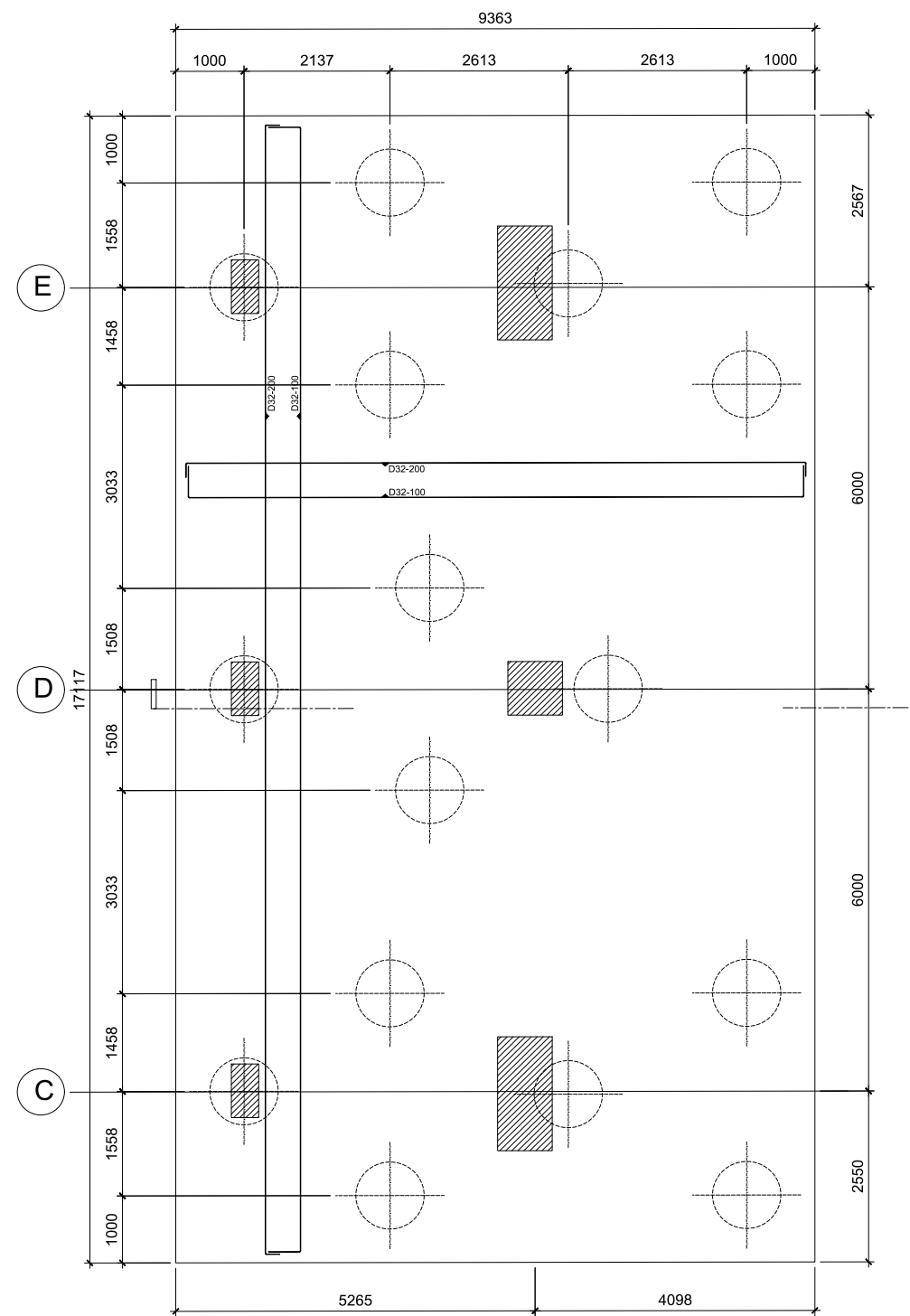
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

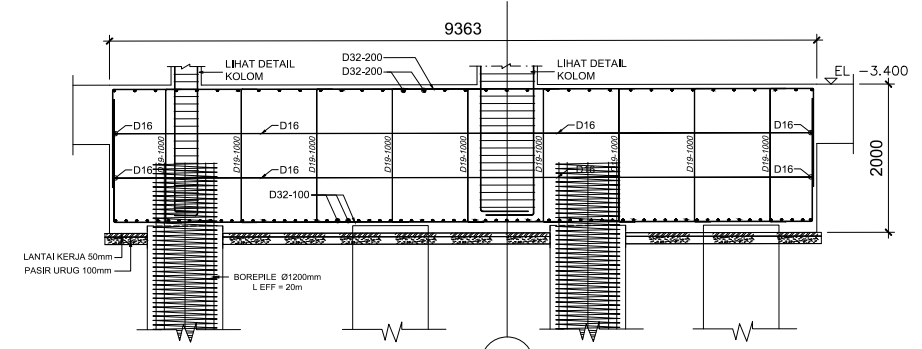
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

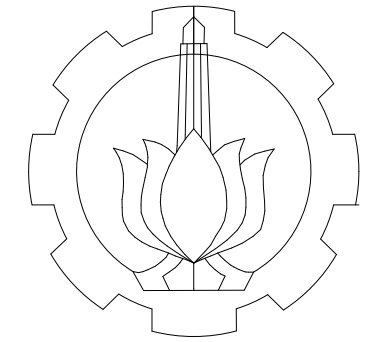


DENAH PC.16
 SKALA 1:100



DETAIL PC.16
 SKALA 100

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	06	10



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

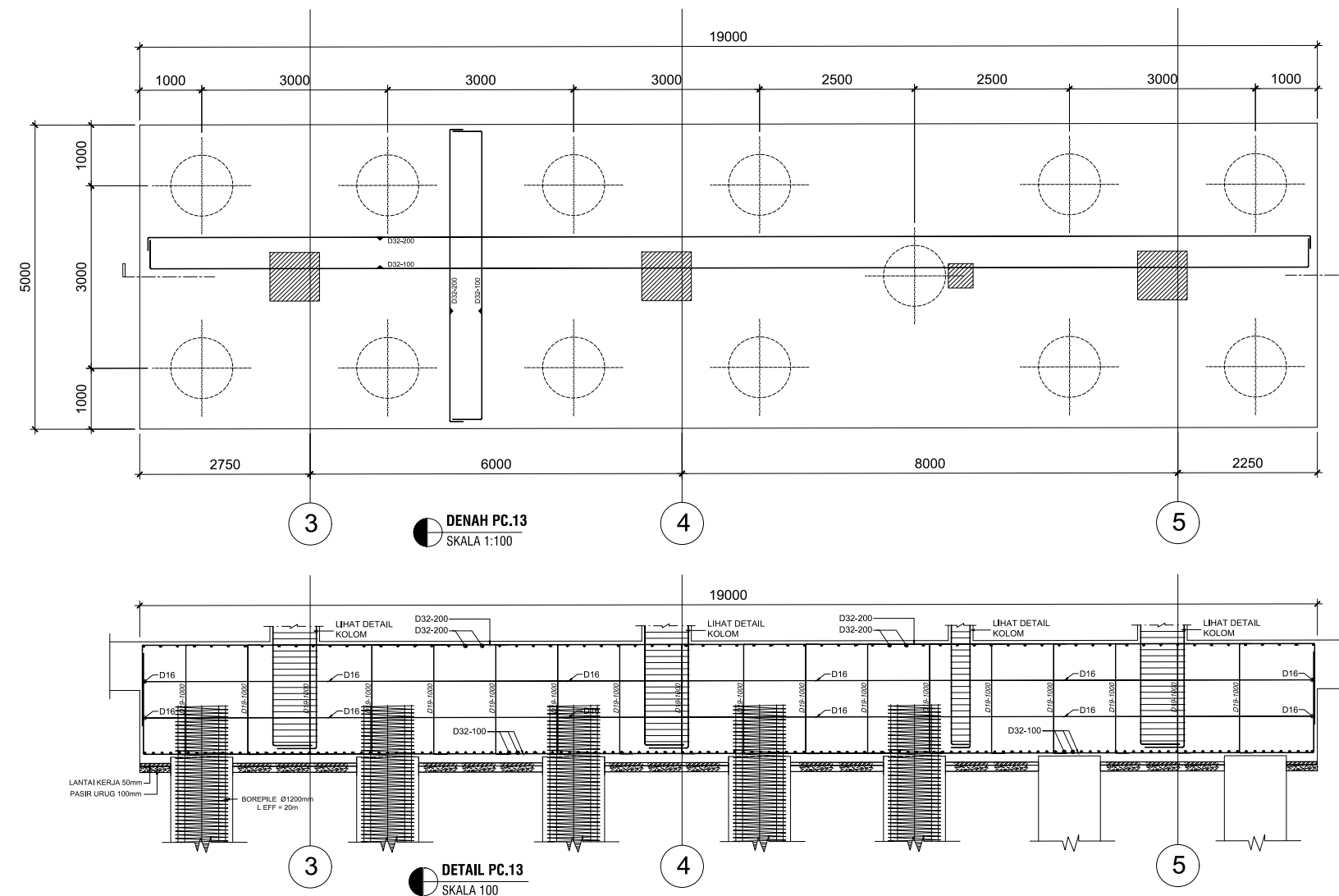
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

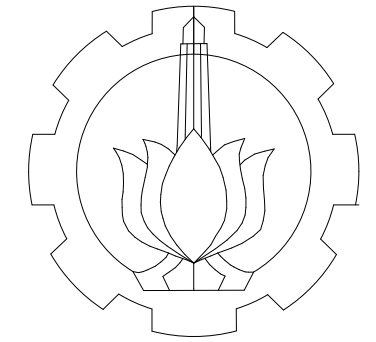
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	07	10



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

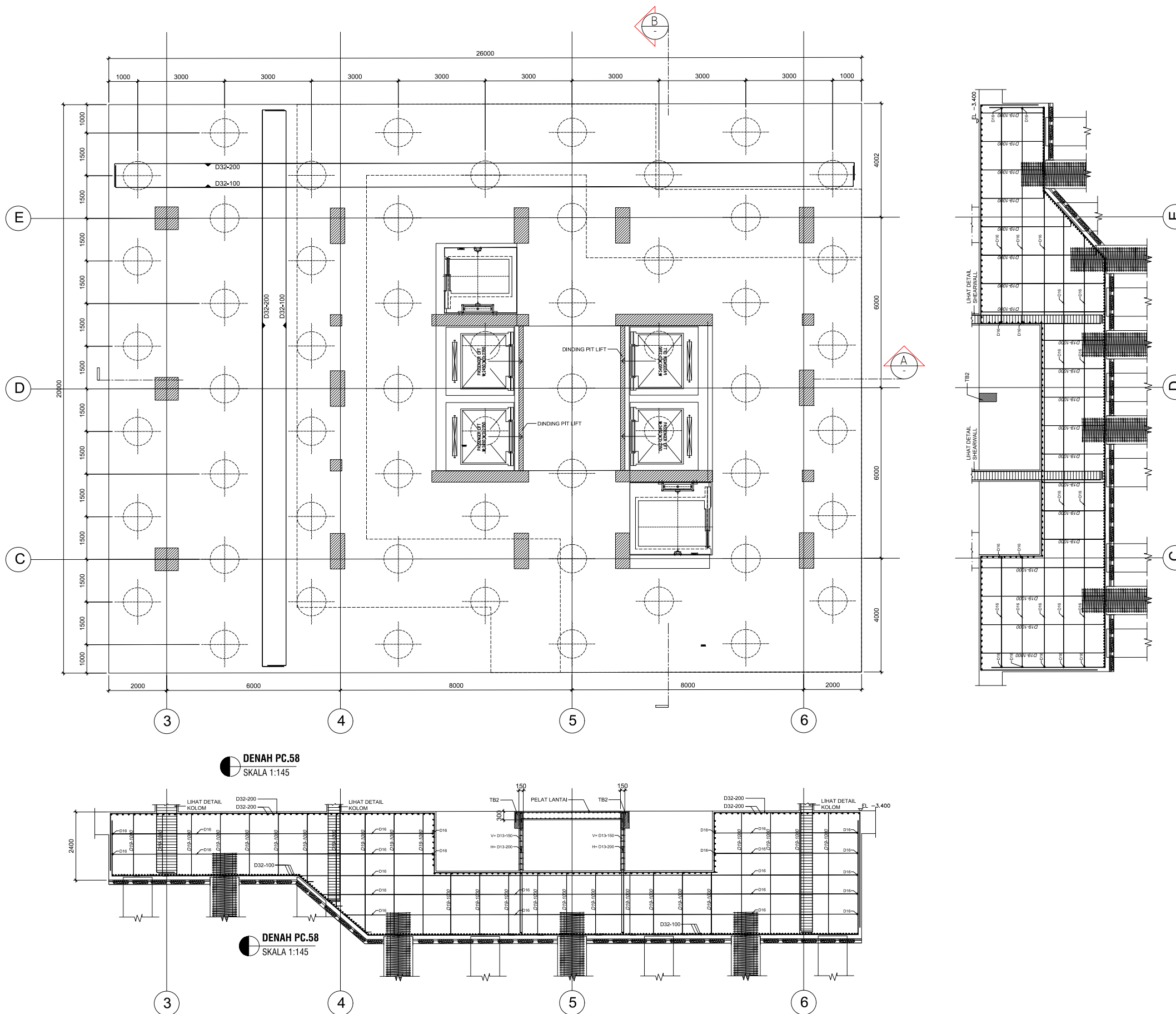
DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

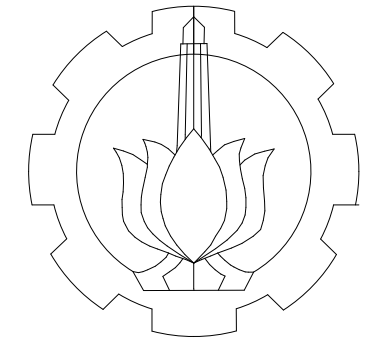
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN



KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	08	10



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

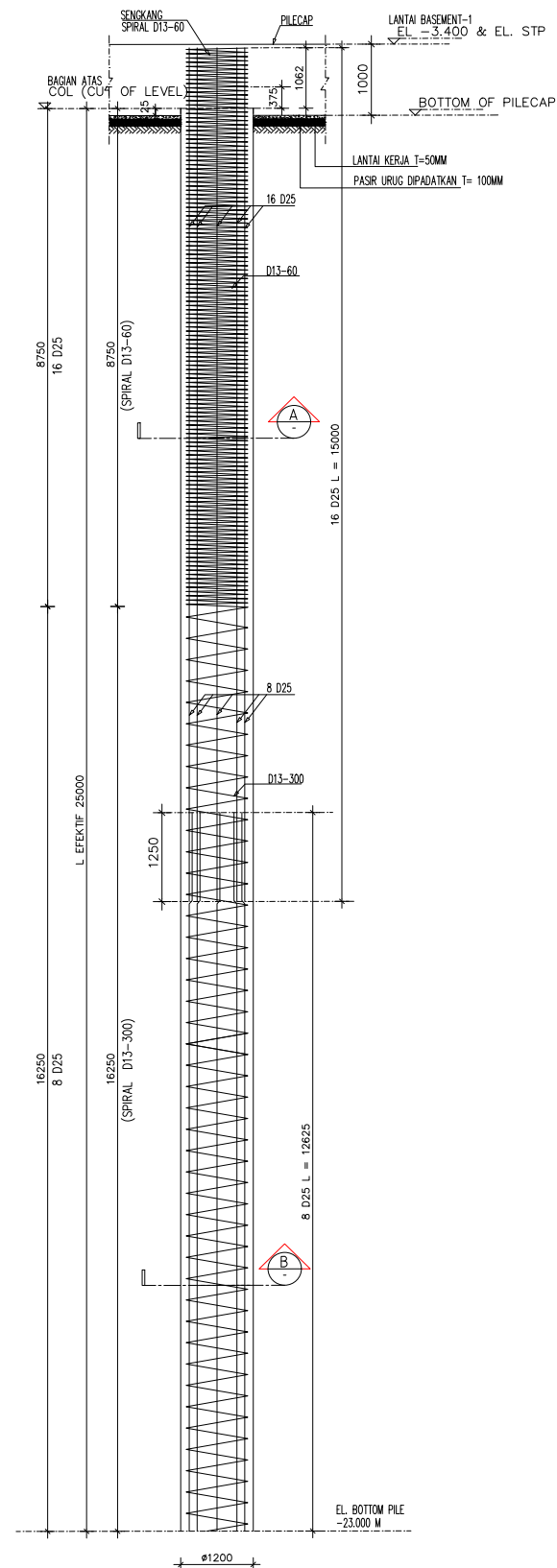
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
1011151000031

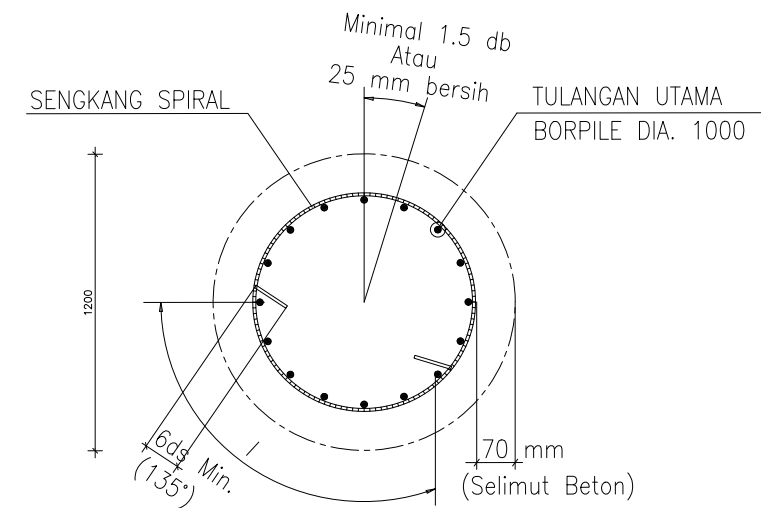
KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	09	10
-----	----	----



DETAIL TIANG PANCANG Ø1200 mm L = 19 m
SKALA 1:100

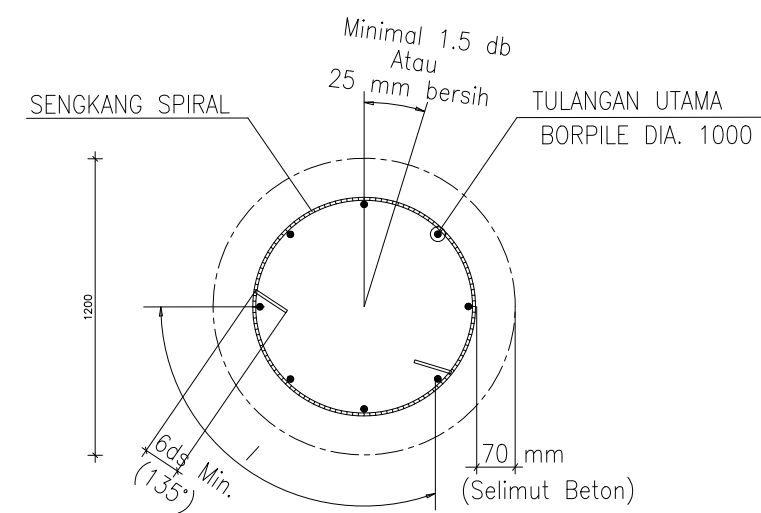


TOTAL TUL. 16 D 25
BGL. SPIRAL D13-60

POTONGAN A-A'
SKALA : NTS

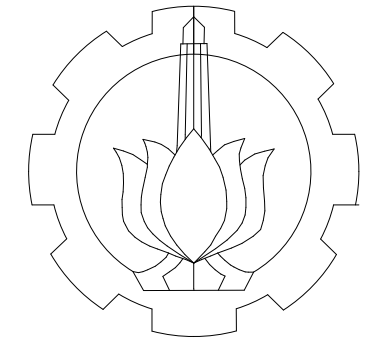
KETERANGAN :

db = DIAMETER TULANGAN UTAMA
ds = DIAMETER TULANGAN SPIRAL



TOTAL TUL. 8 D 25
BGL. SPIRAL D13-300

POTONGAN B-B'
SKALA : NTS



DEPARTEMEN TEKNIK IKFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

PONDASI DAN DINDING PENAHAN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

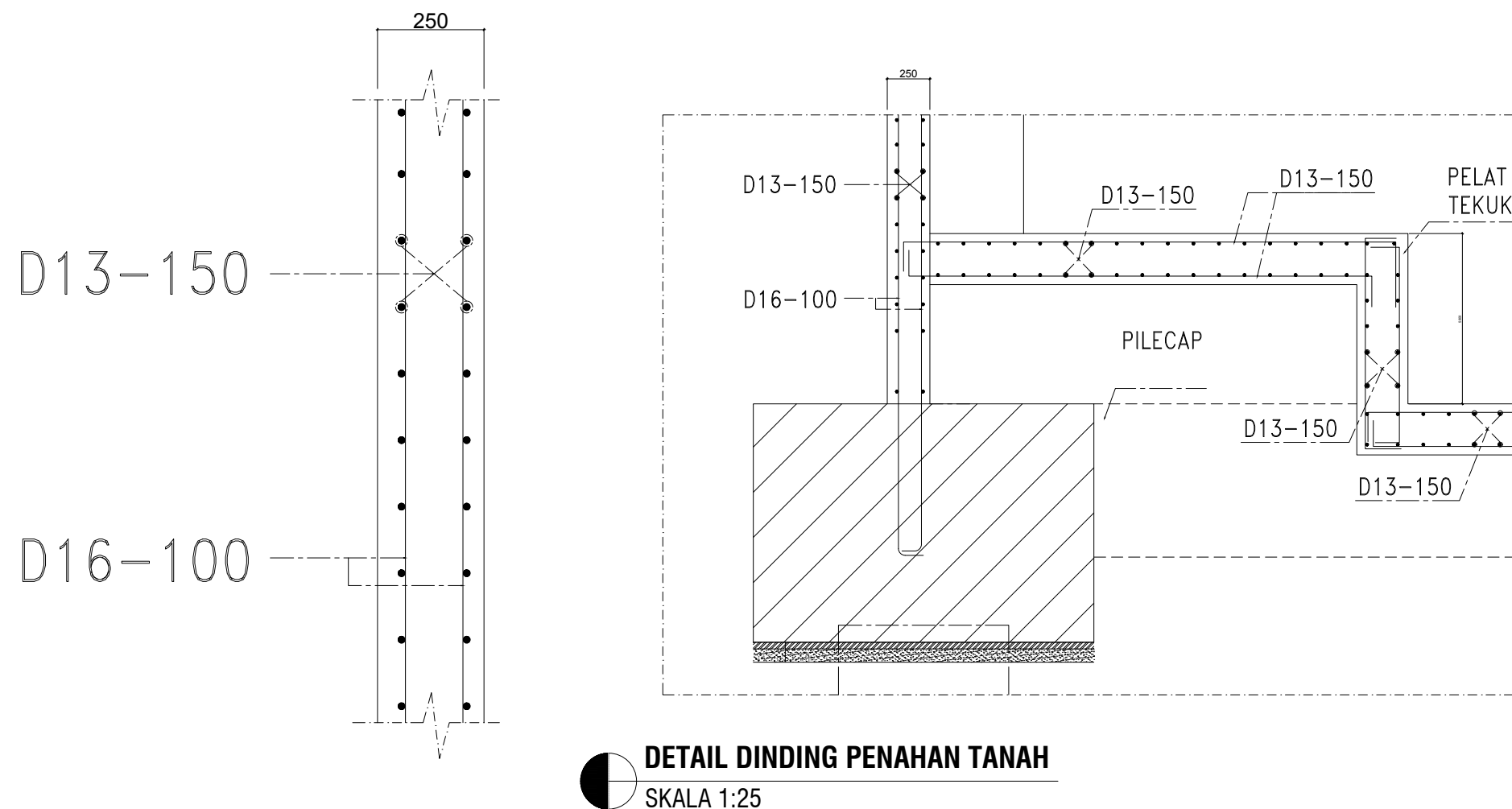
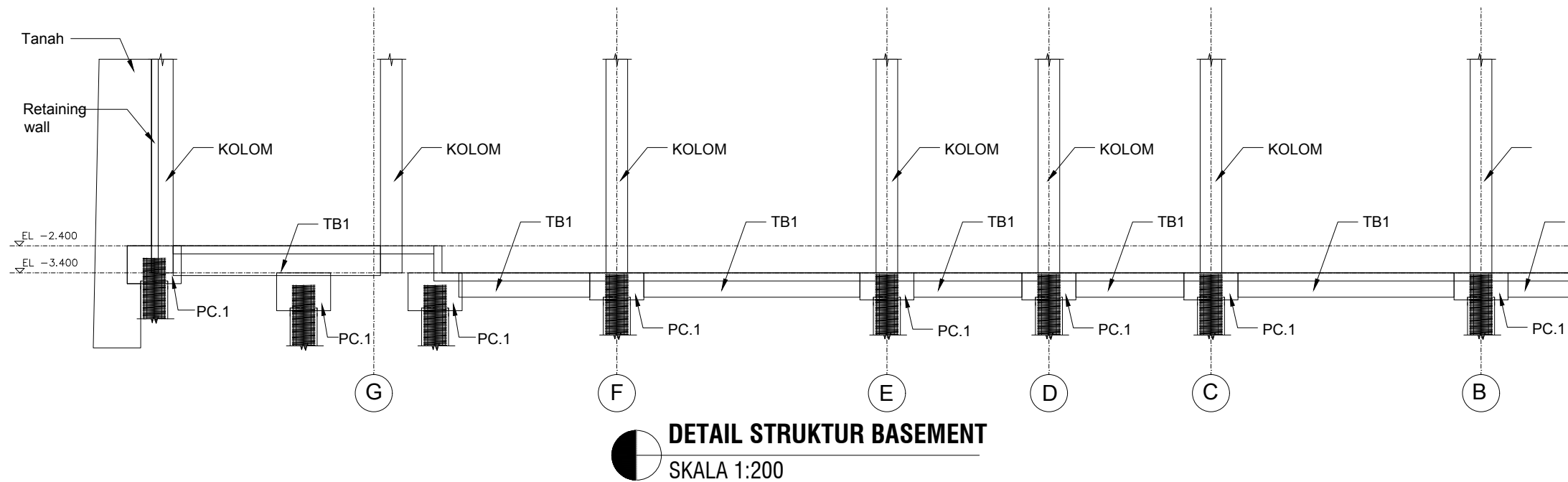
NAMA MAHASISWA

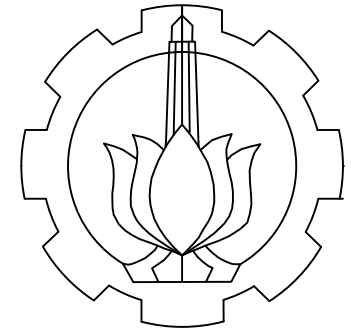
DIMAS YUDHISTIRA G.
 1011151000031

KETERANGAN

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	10	10
-----	----	----





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

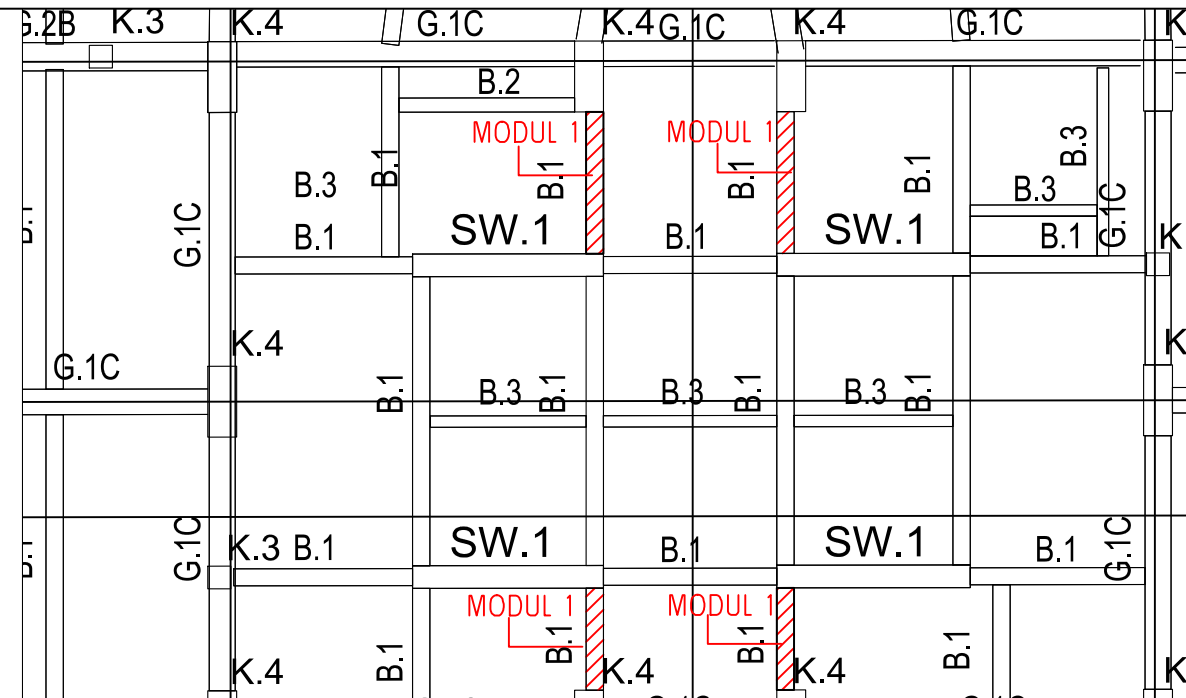
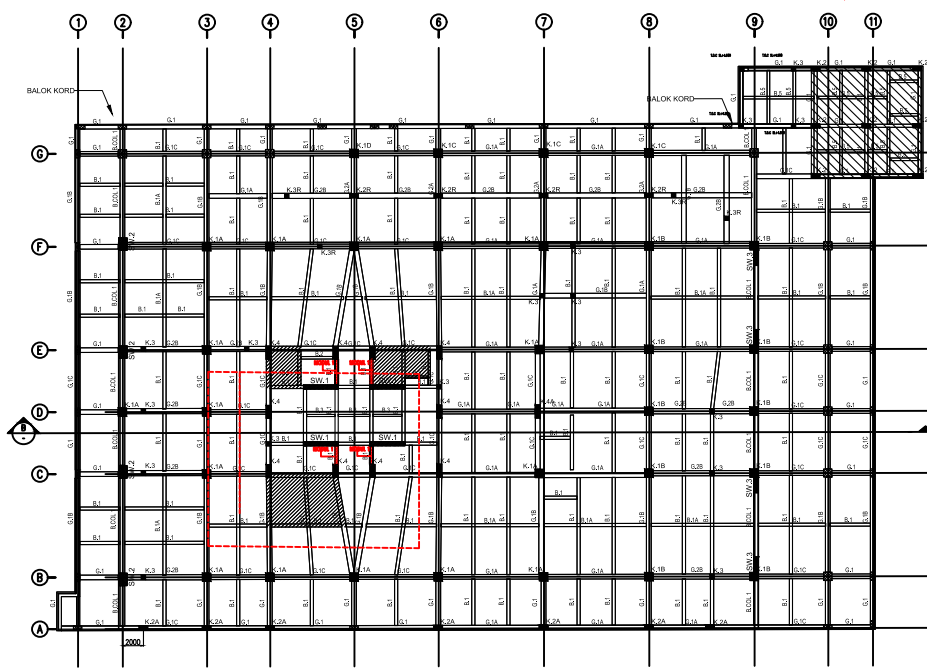
DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

KETERANGAN

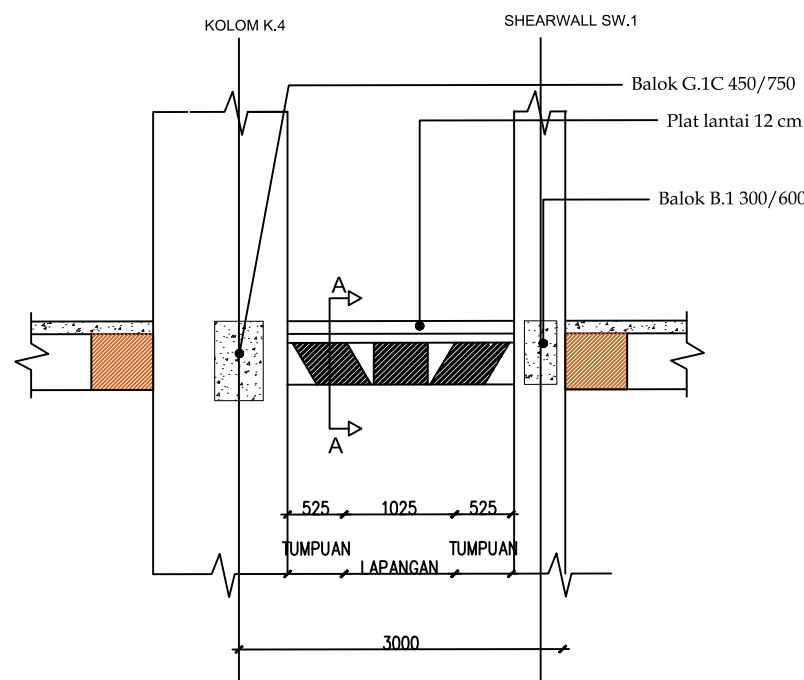
- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

*Cek *mapping* kemudian cek detail sesuai dengan masing - masing modul !

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	01	15

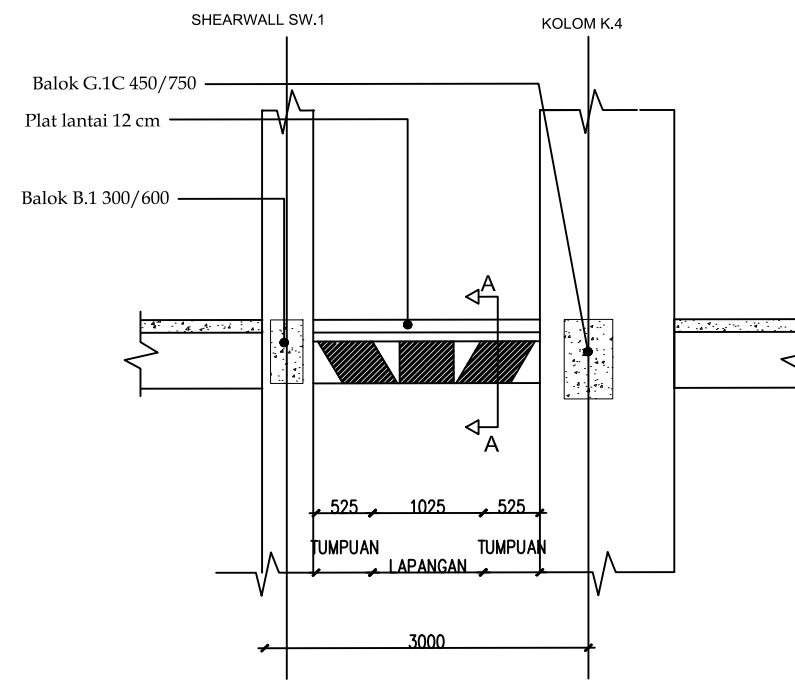


MAPPING PERKUATAN LANTAI GROUND FLOOR
SKALA : NTS



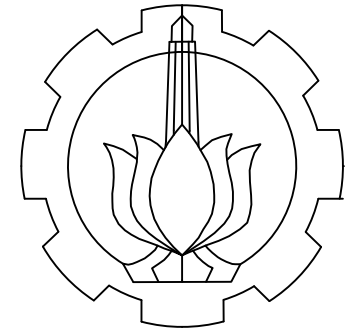
JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-1
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 90°
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-1
SKALA 1:60



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-2
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 90°
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-2
SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

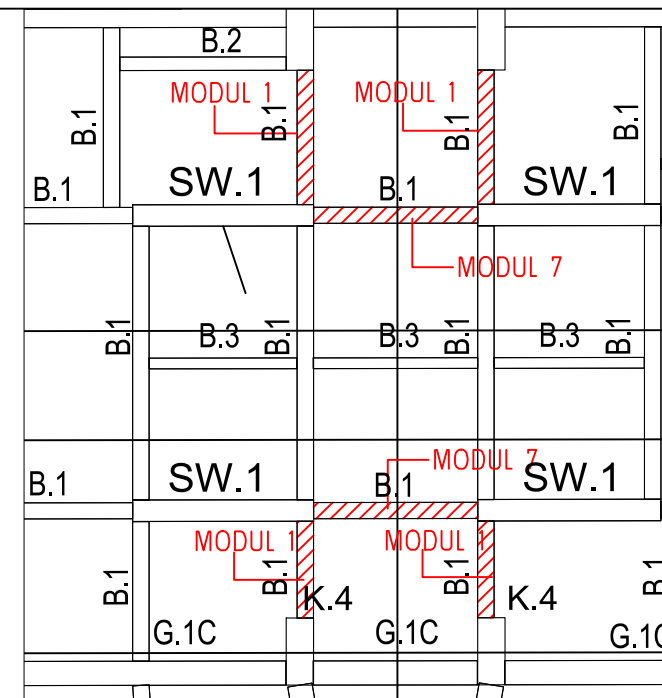
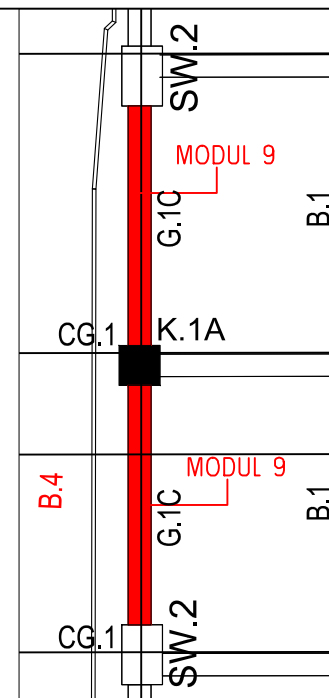
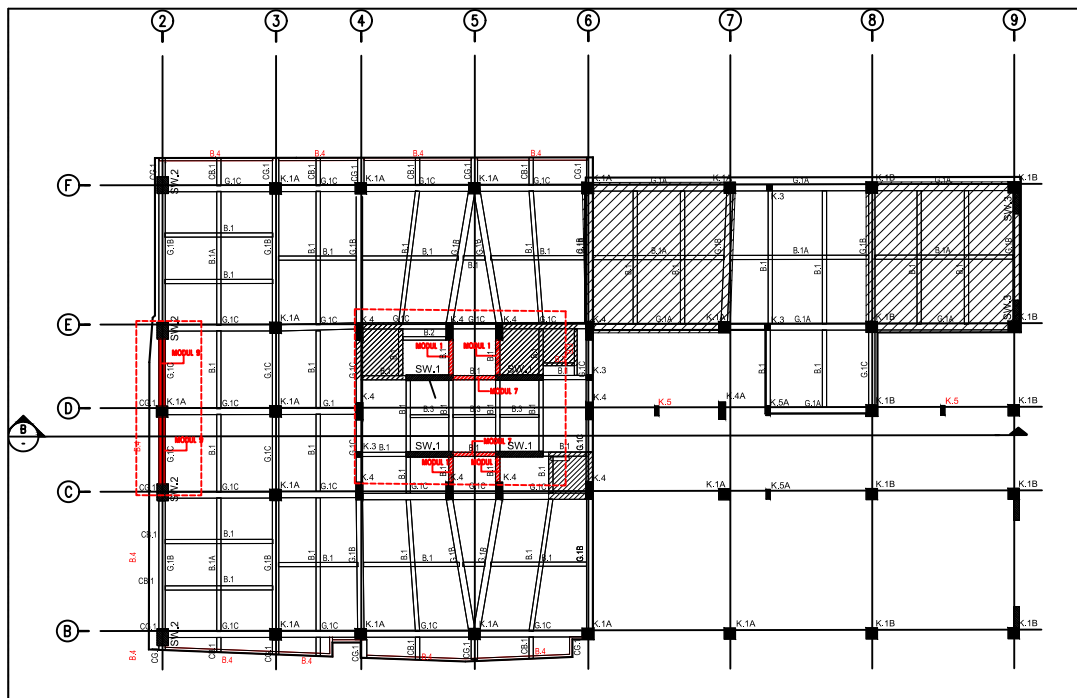
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

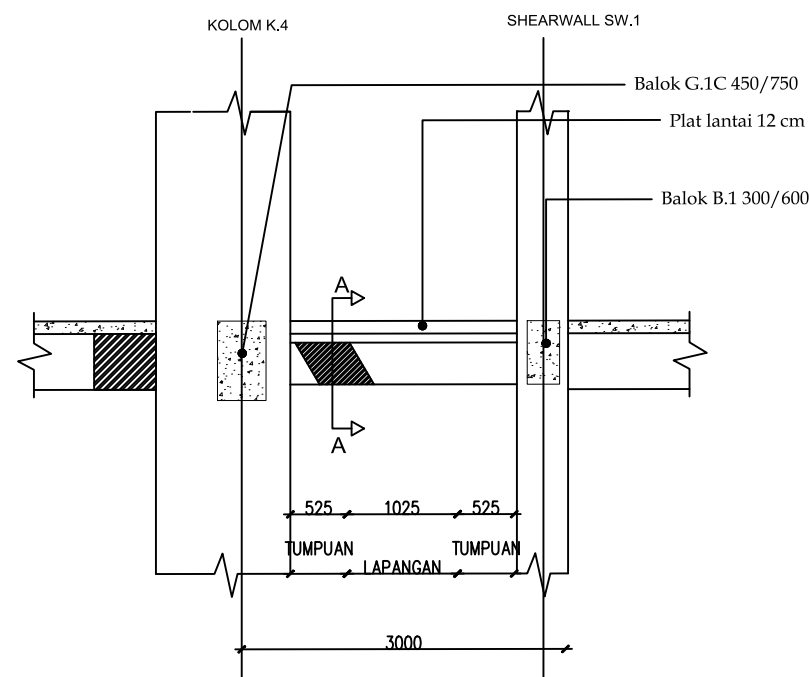
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	02	15

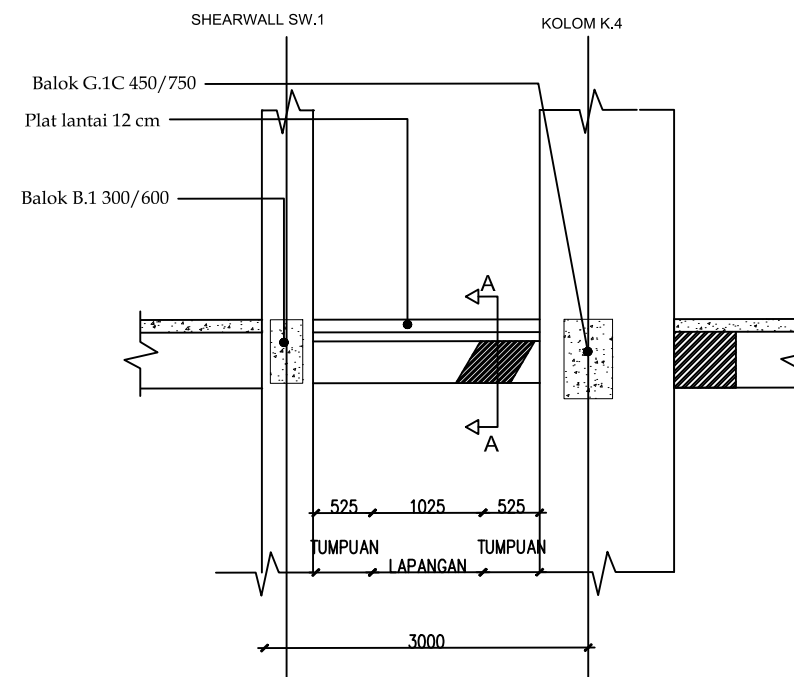


MAPPING PERKUATAN LANTAI 2 & P2
SKALA : NTS



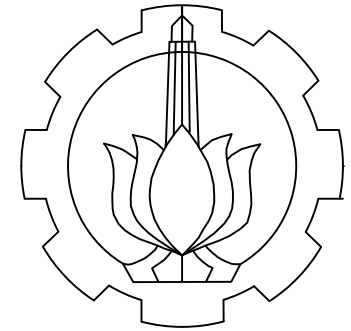
JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-3
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap 1-23TC 60'	-	-
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-3
SKALA 1:60



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-4
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap 1-23TC 60'	-	-
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-4
SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., MT

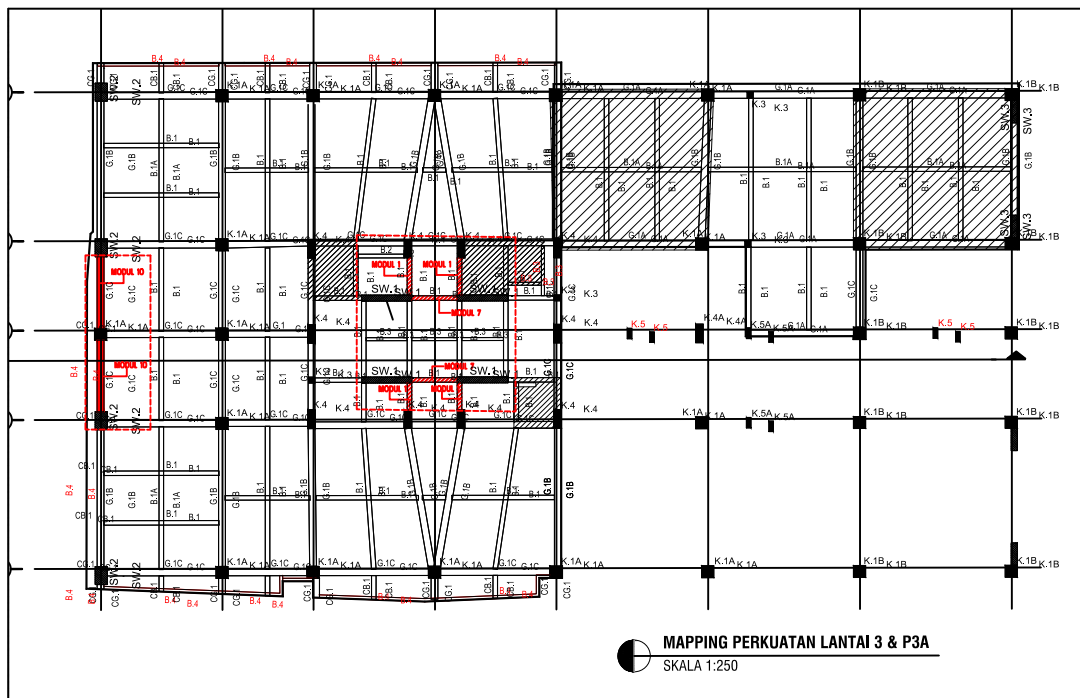
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

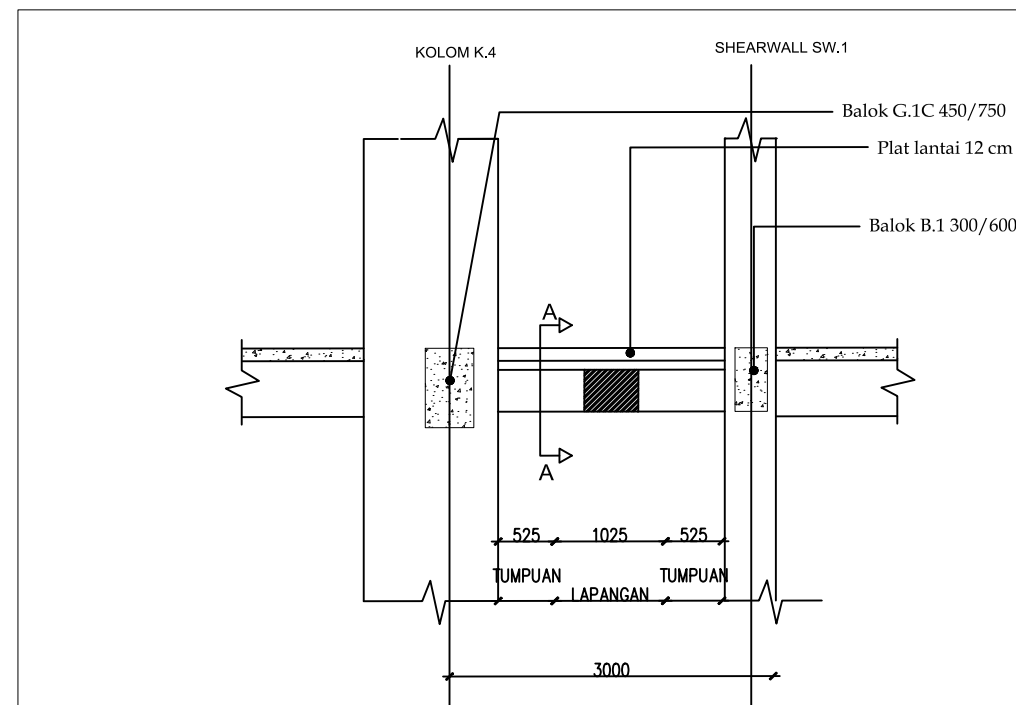
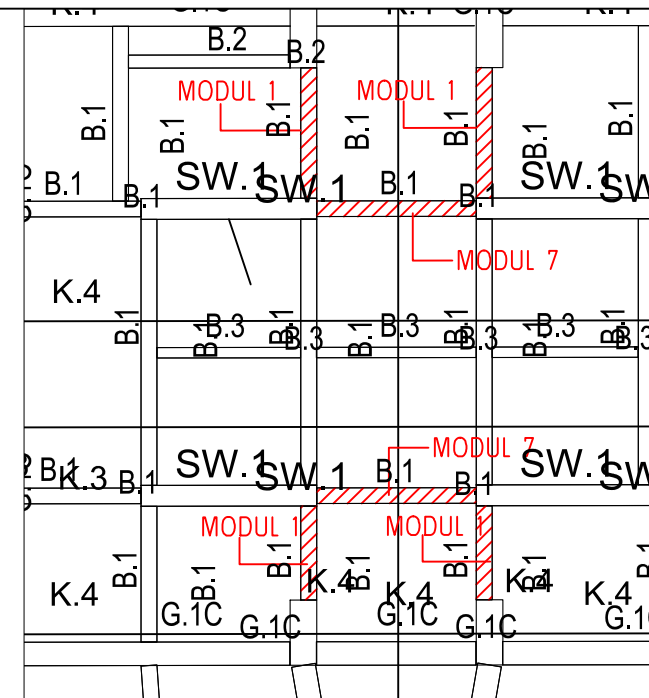
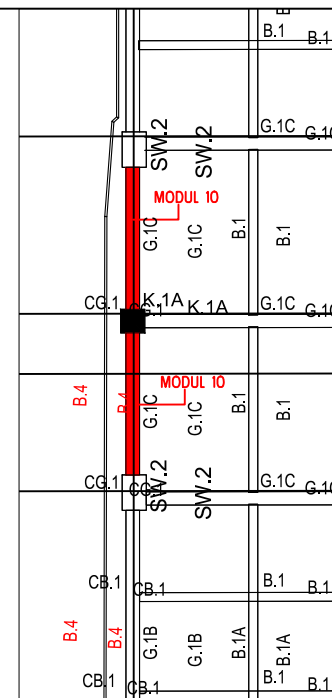
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	03	15

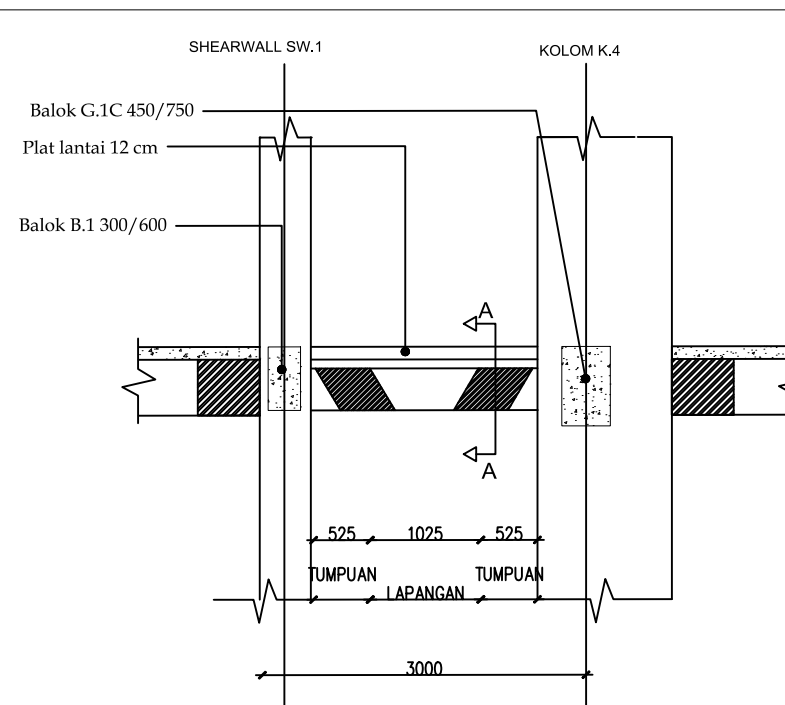


MAPPING PERKUATAN LANTAI 3 & P3
SKALA : NTS



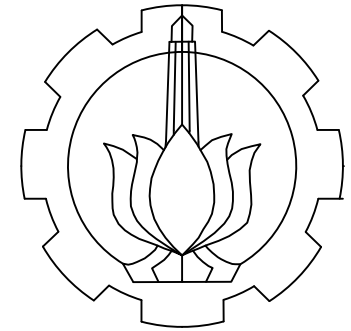
JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-5
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SEKINGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 115	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 60°	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 60°
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-5
SKALA 1:60



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-6
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SEKINGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 115	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 60°	Sika Wrap T-231C 90°	Sika Wrap T-231C 60°
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-6
SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

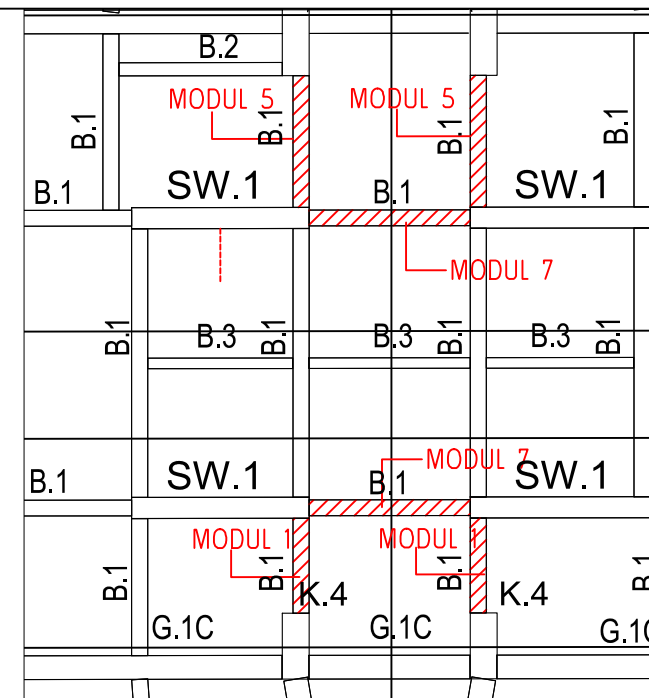
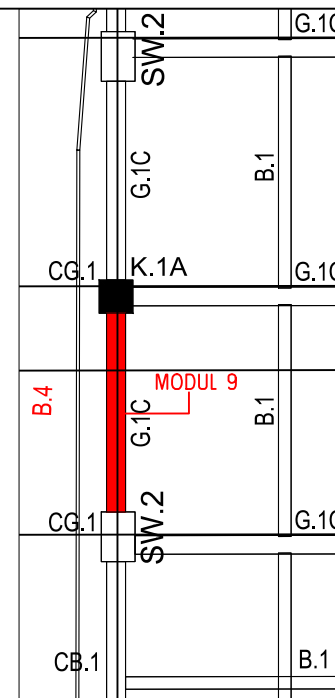
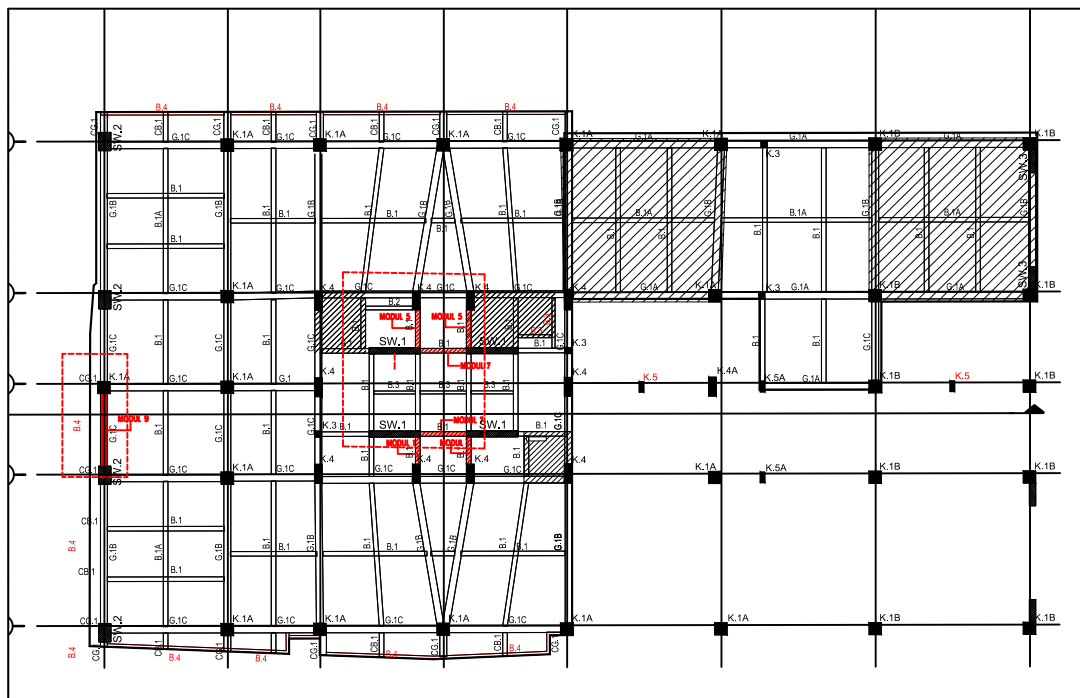
DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

KETERANGAN

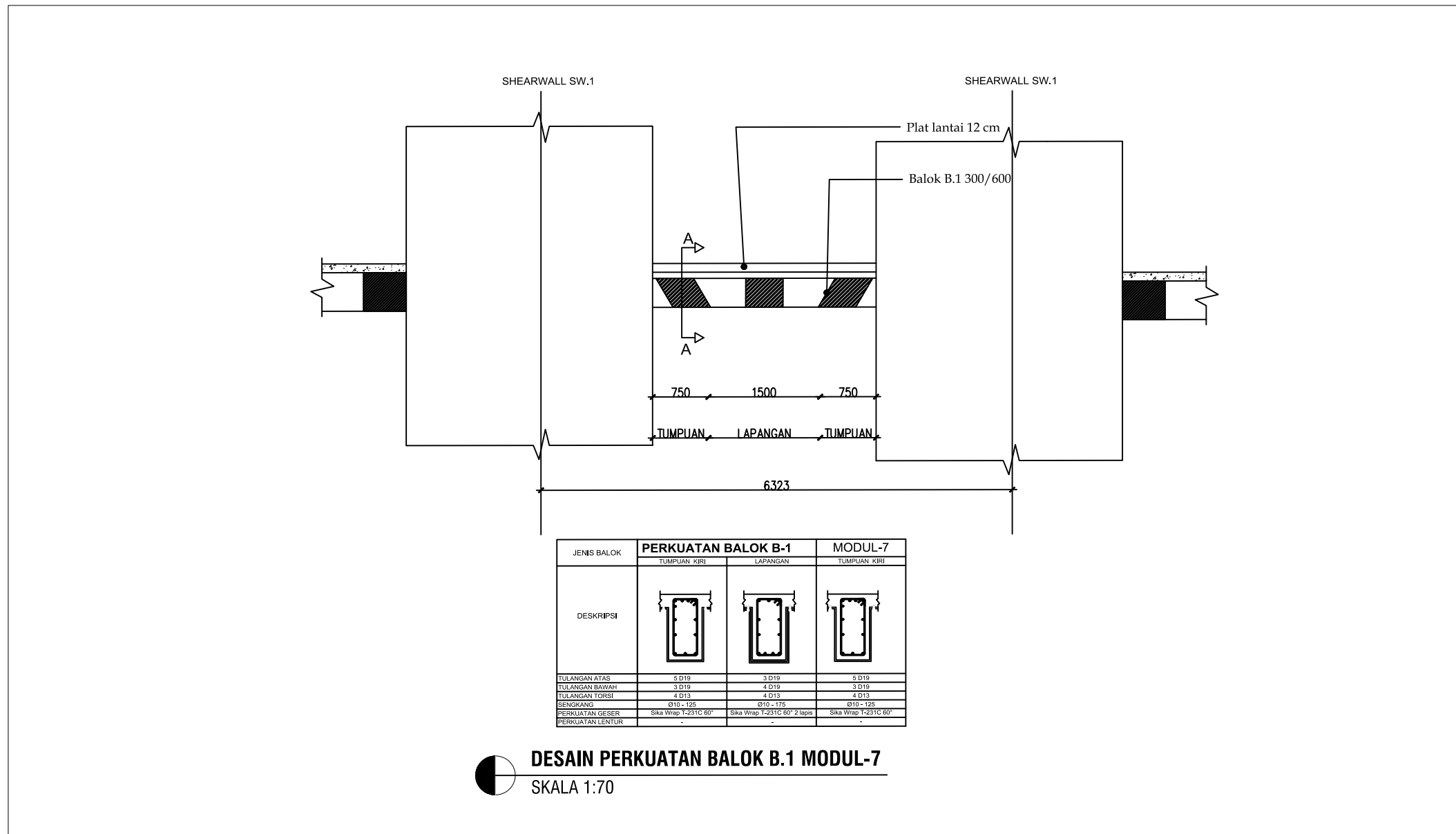
- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

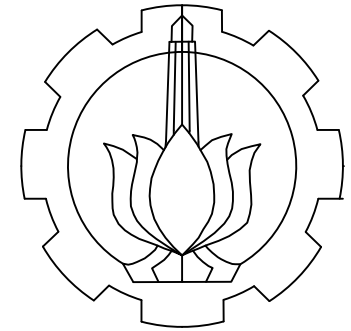
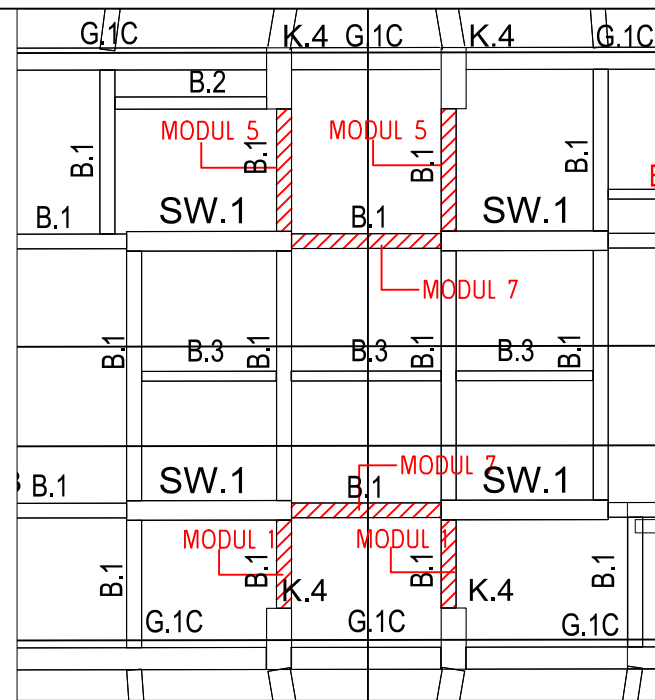
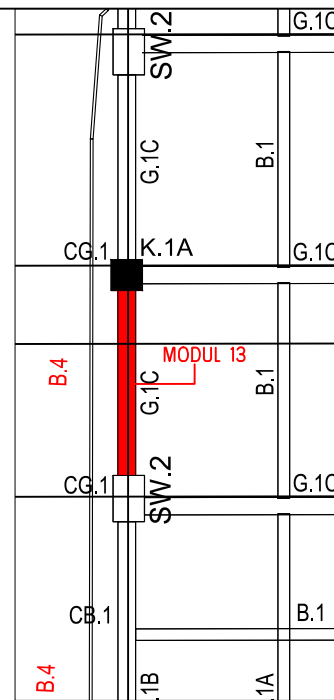
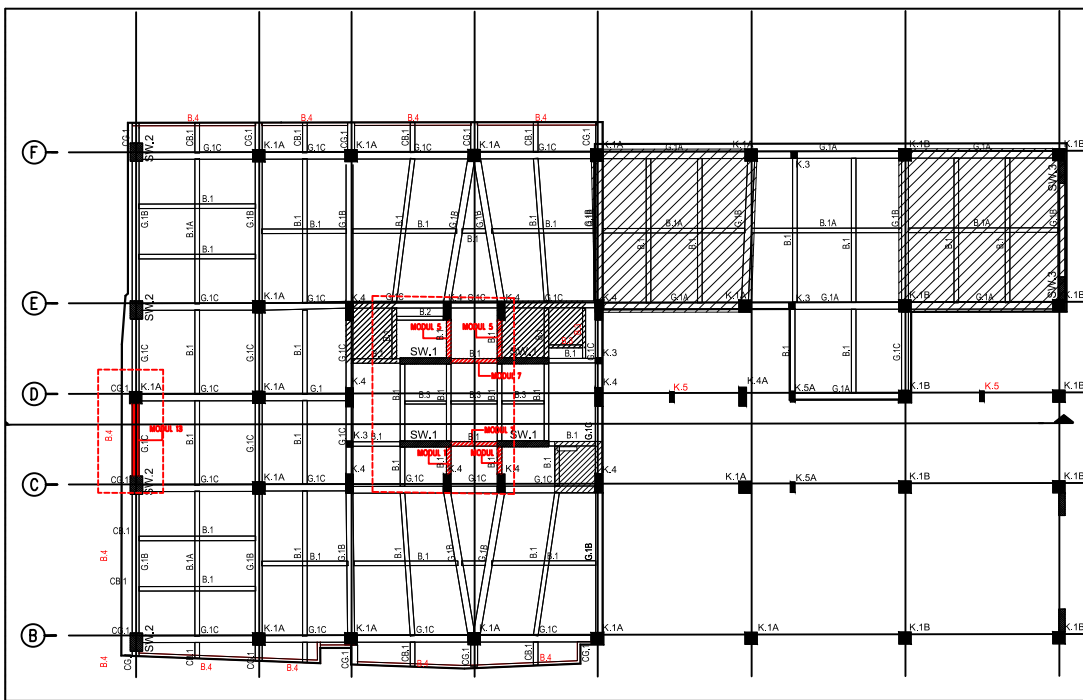
KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

PKR	04	15
------------	-----------	-----------



MAPPING PERKUATAN LANTAI 4 & P4
 SKALA : NTS





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

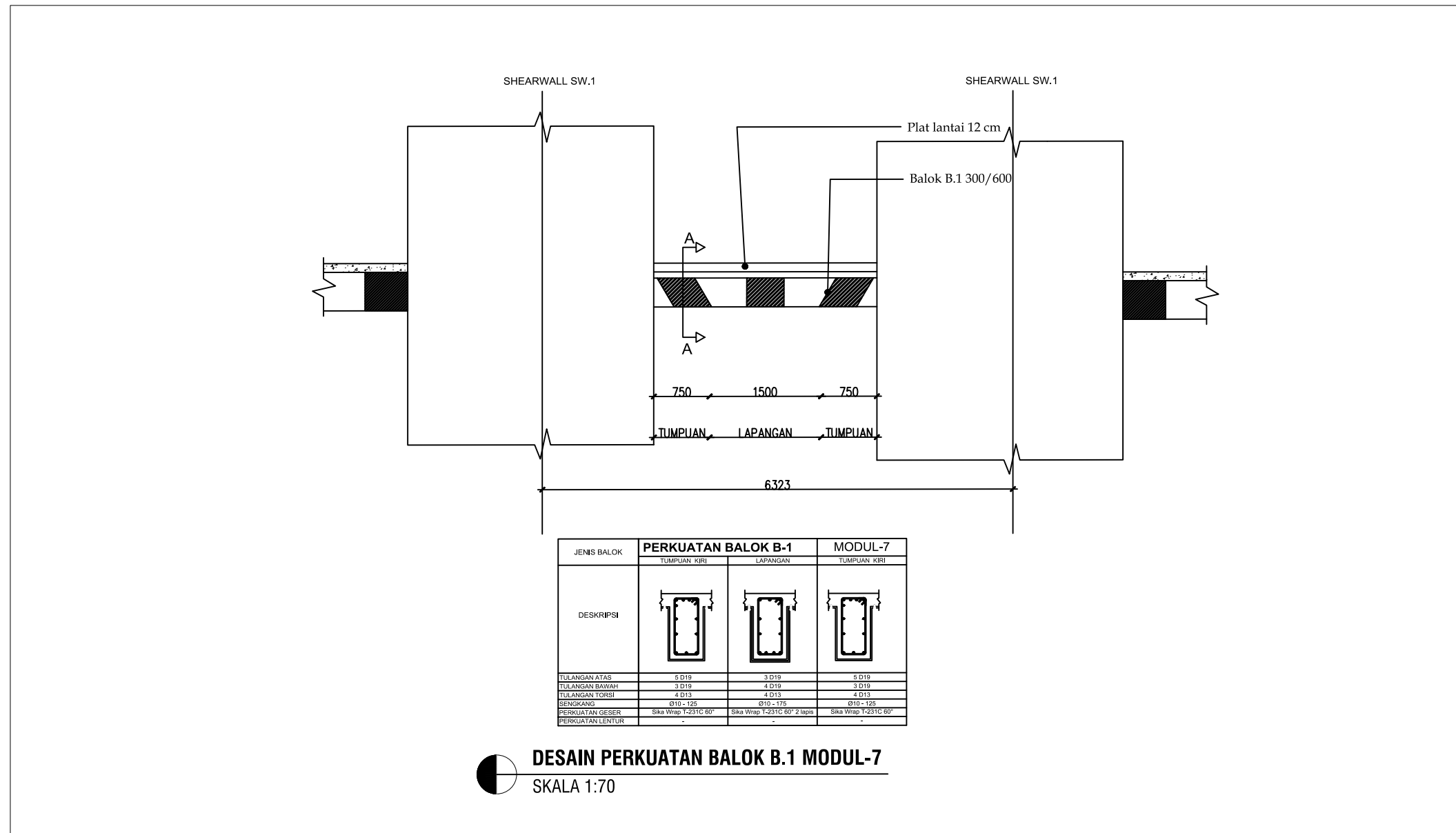
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

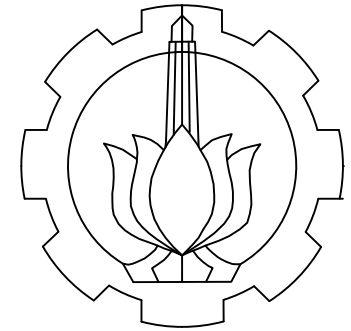
PKR	05	15
------------	-----------	-----------

MAPPING PERKUATAN LANTAI 5 & P5
SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-7
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SEKANGKANG	D10 - 125	D10 - 175	D10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 60'	Sika Wrap T-231C 60' 2 lapis	Sika Wrap T-231C 60'
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-7
SKALA 1:70



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

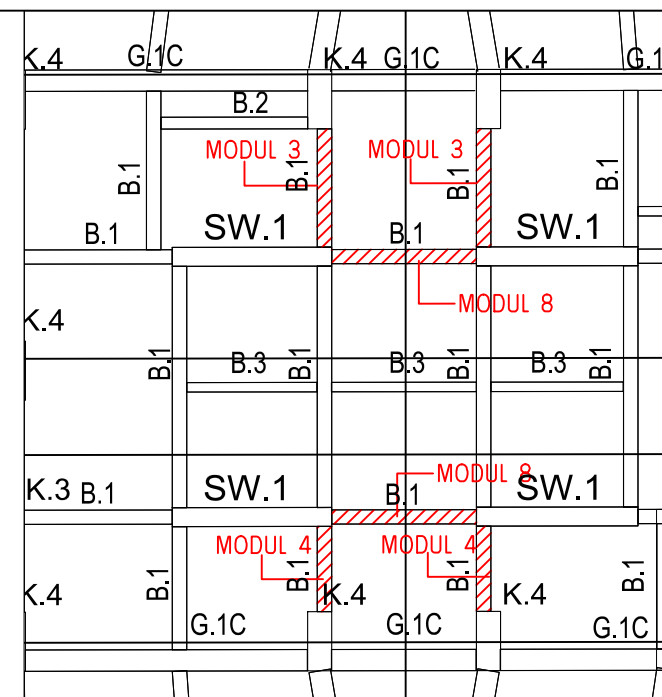
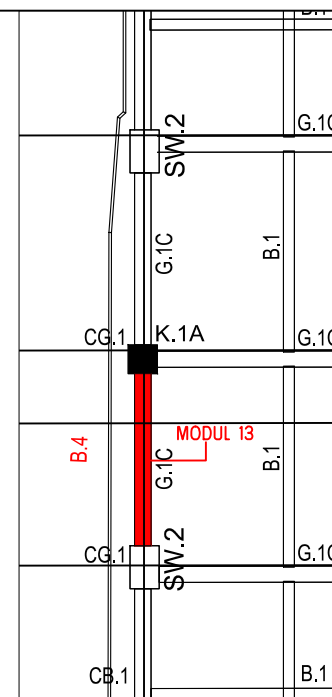
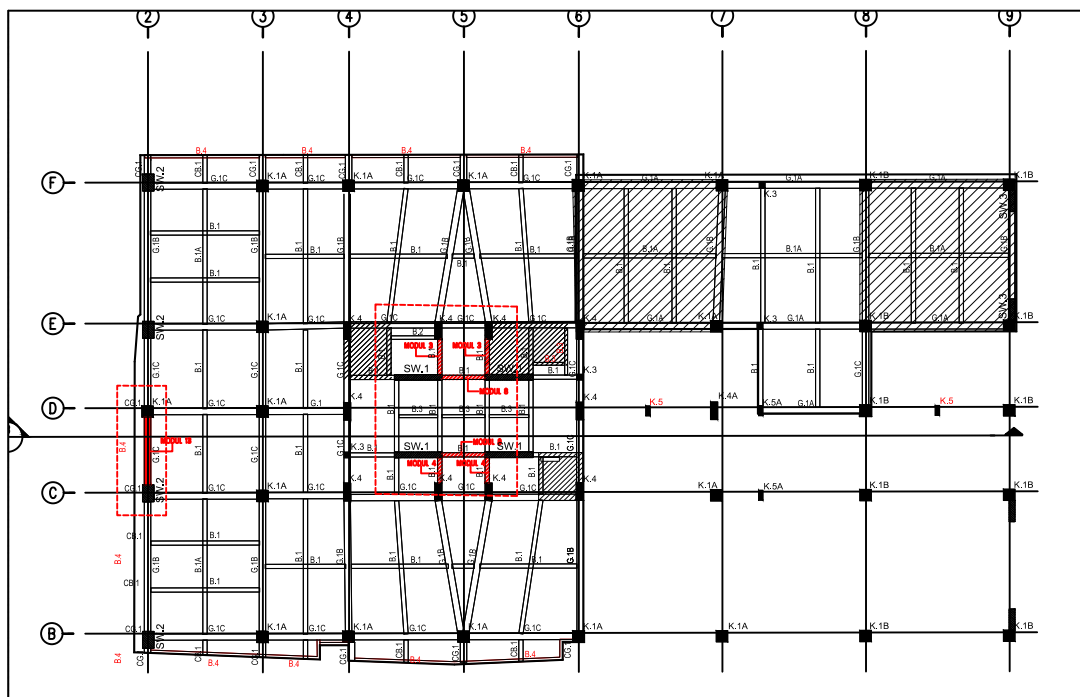
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

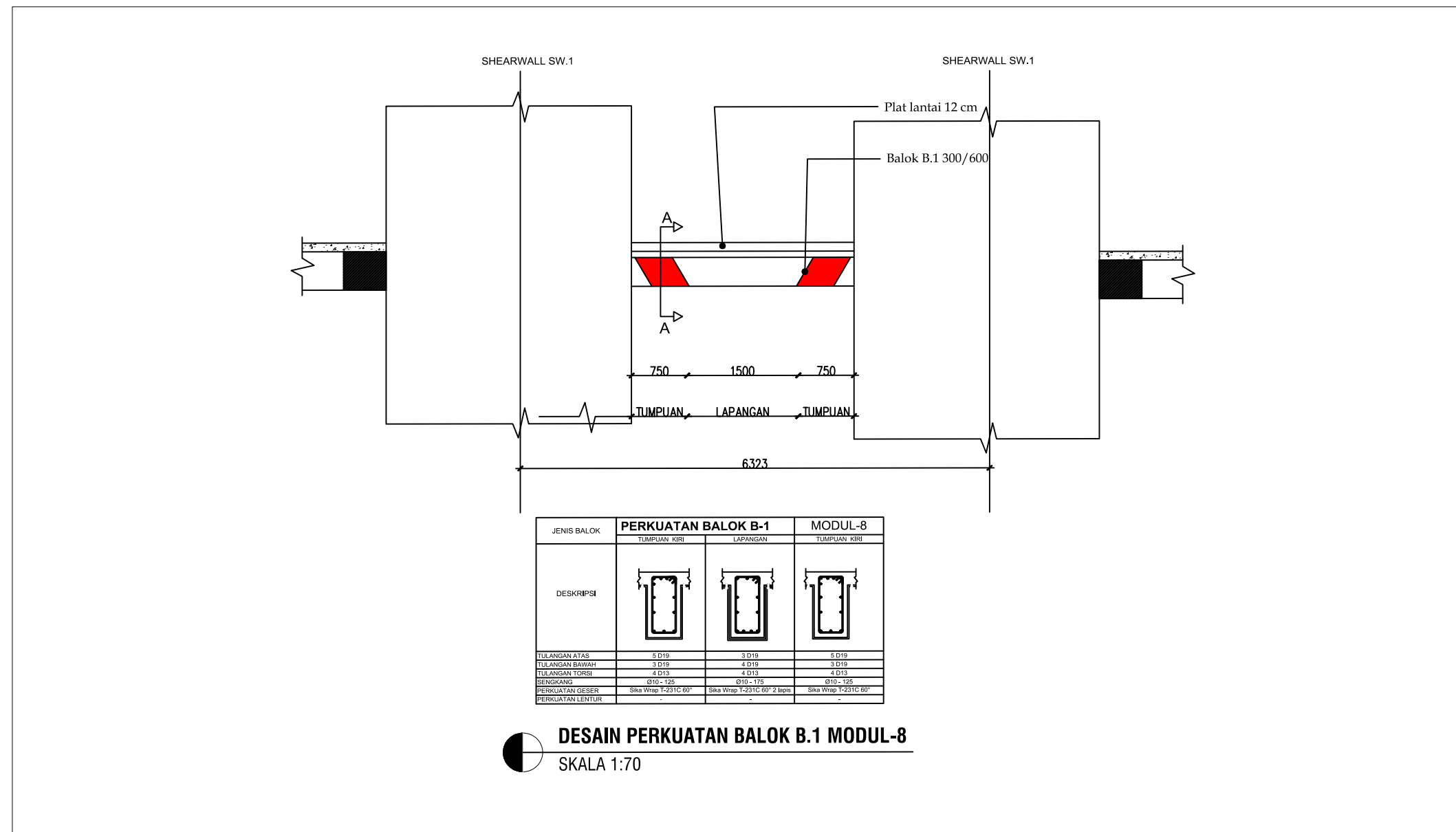
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	06	15

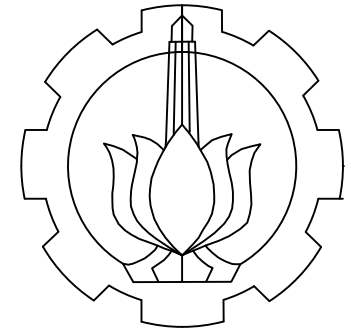


MAPPING PERKUATAN LANTAI 6 & P6
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1		MODUL-8
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESEK	Sika Wrap T-231C 60"	Sika Wrap T-231C 60" 2 lapis	Sika Wrap T-231C 60"
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-8
 SKALA 1:70



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

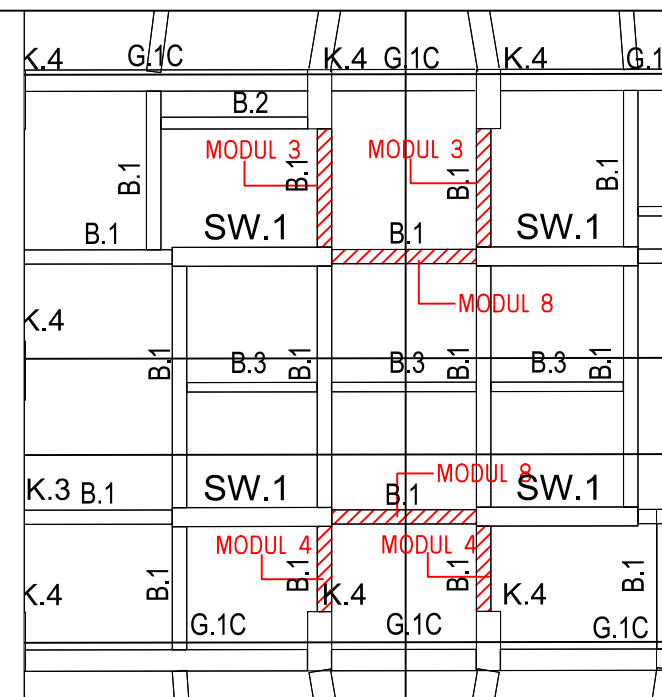
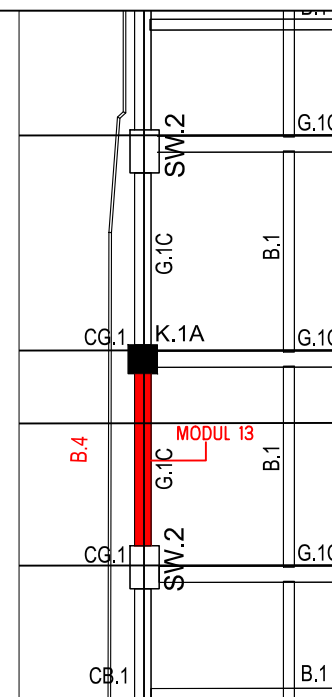
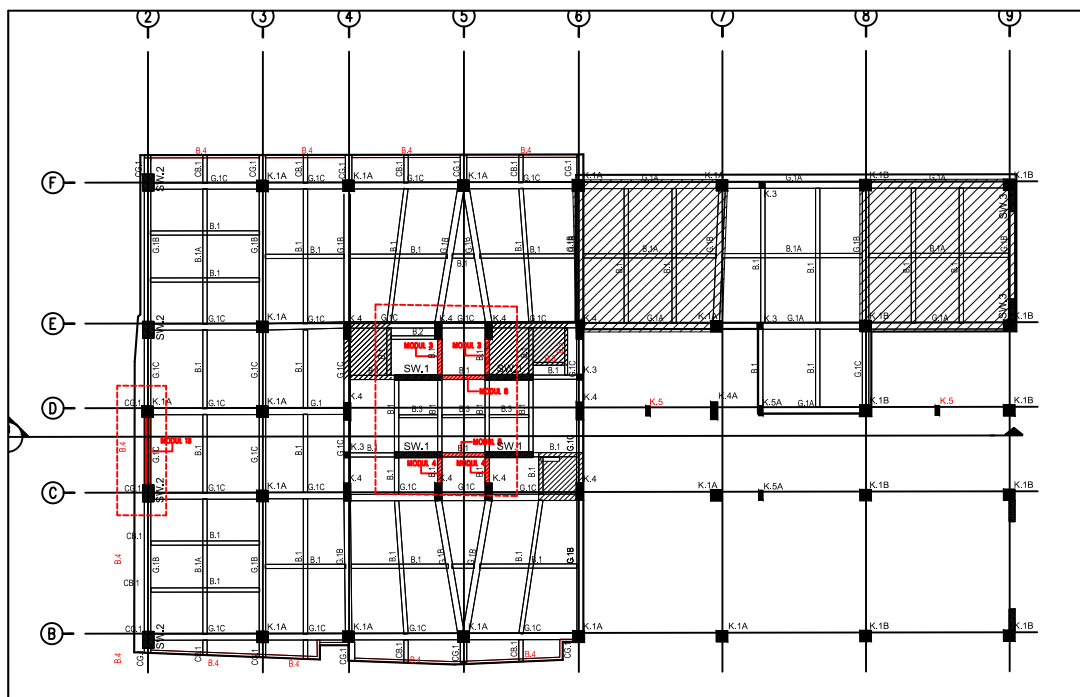
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

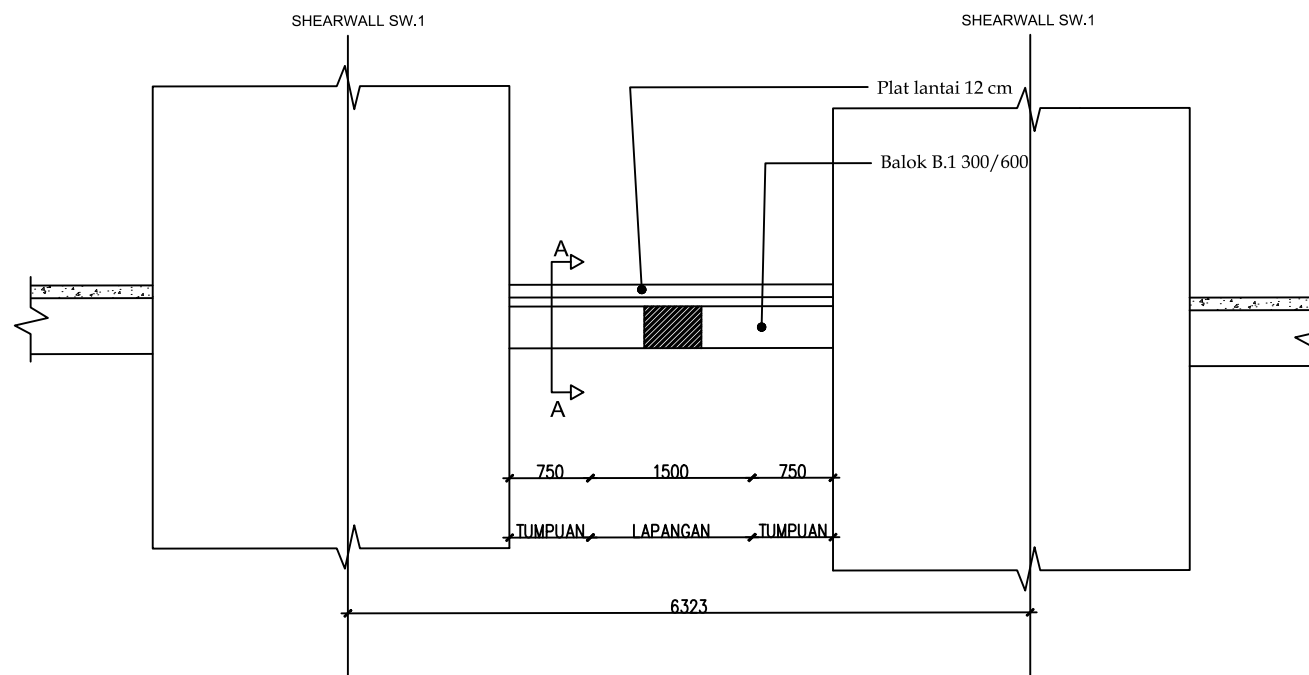
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	07	15

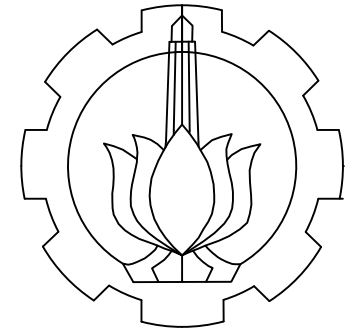


MAPPING PERKUATAN LANTAI 7 & P7
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK B-1	MODUL-8	
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	3 D19	3 D19	3 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	Sika Wrap T-231C 60'	Sika Wrap T-231C 60' 2 lapis	Sika Wrap T-231C 60'
PERKUATAN LENTUR	-	-	-

DESAIN PERKUATAN BALOK B.1 MODUL-8B
 SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

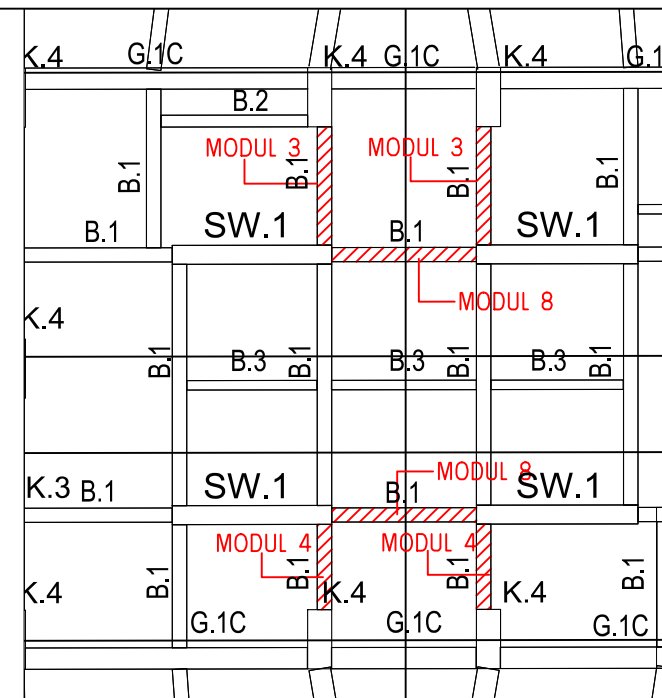
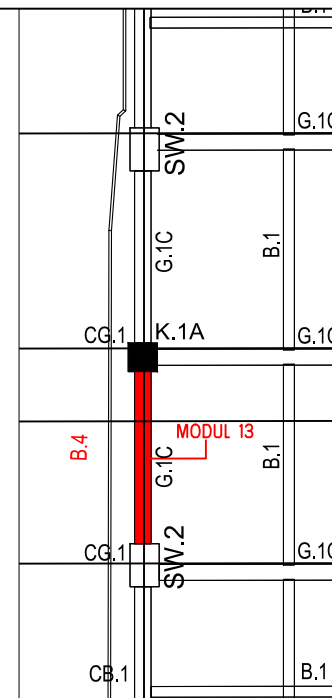
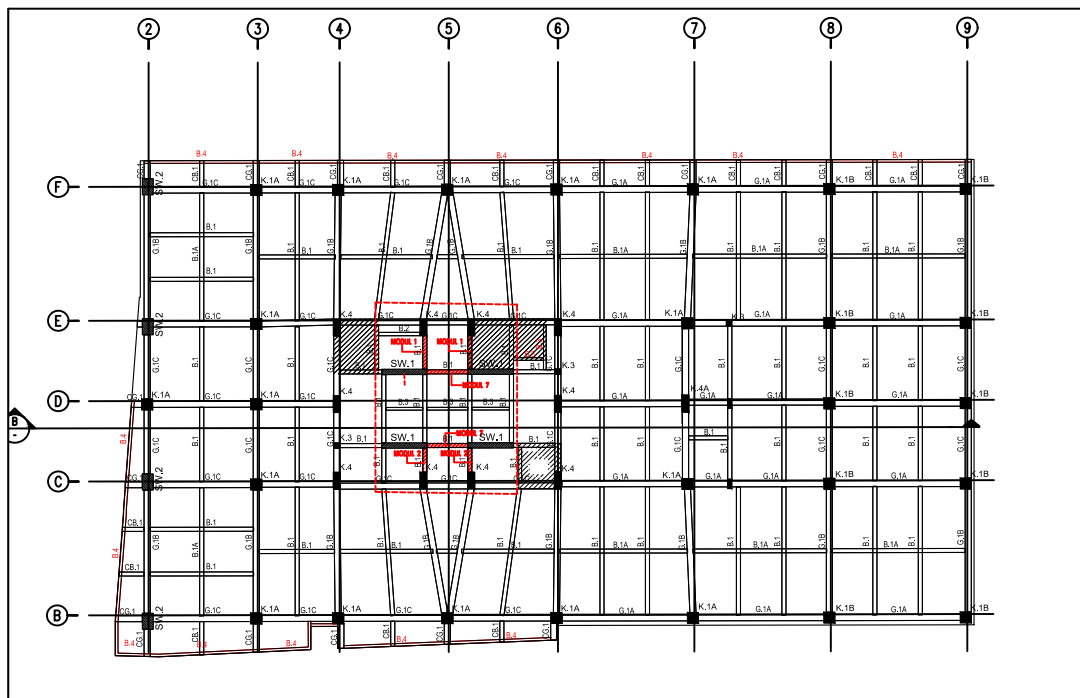
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

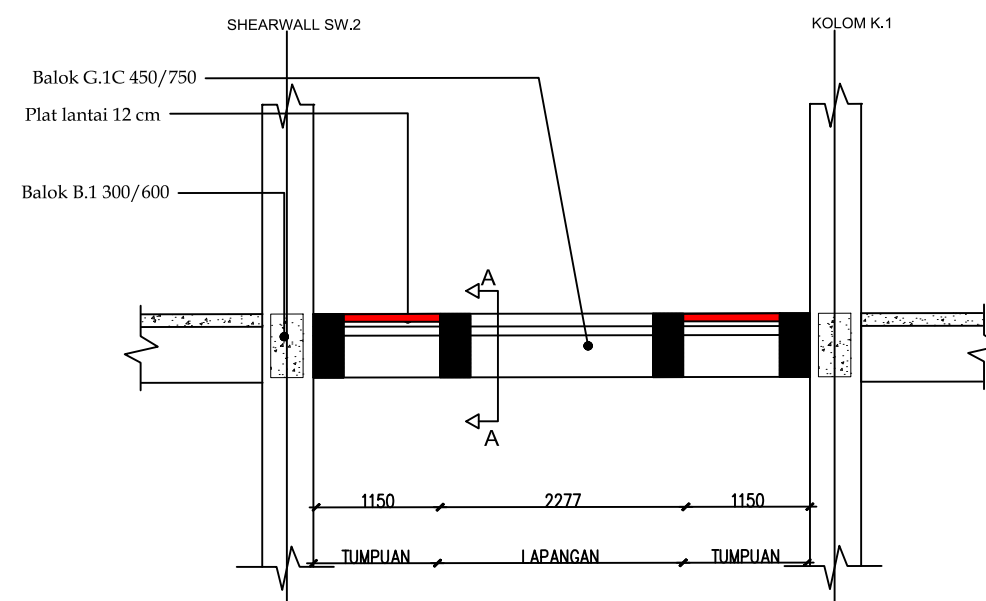
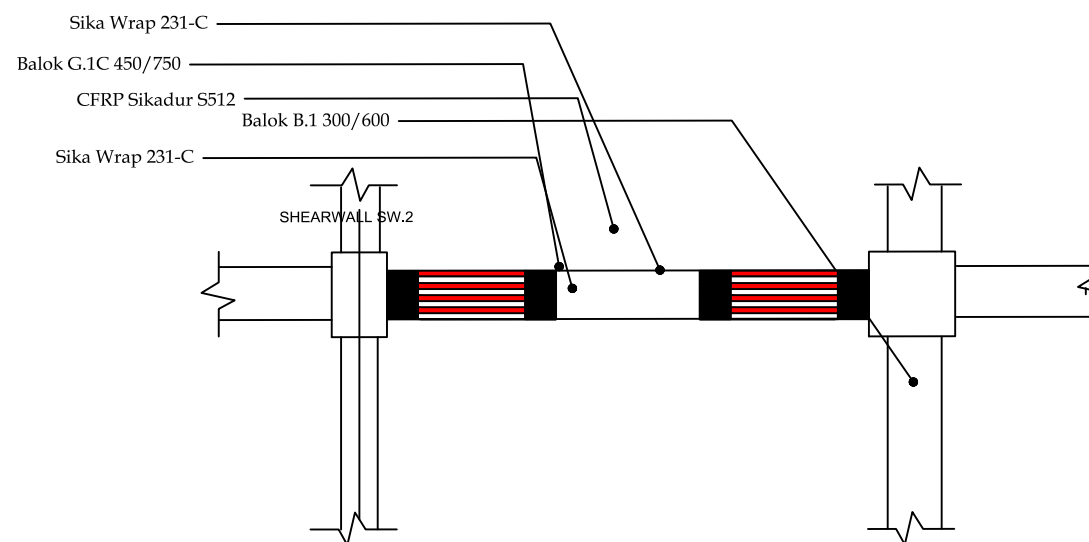
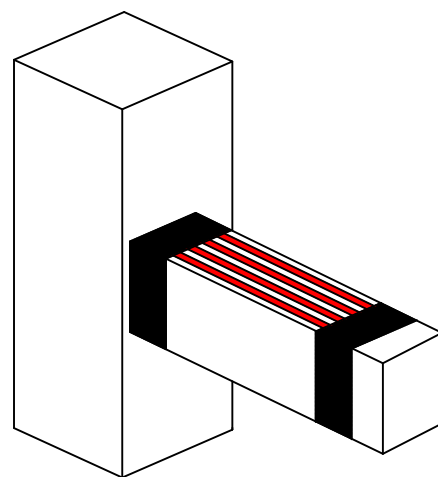
KETERANGAN

= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	08	15

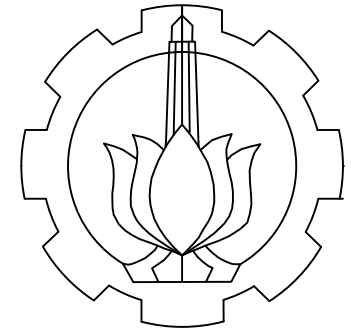


MAPPING PERKUATAN LANTAI 8
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-9
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	3 D25
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 4 BARIS	-	Sikadur S512 4 BARIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1C MODUL-9
 SKALA 1:70



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

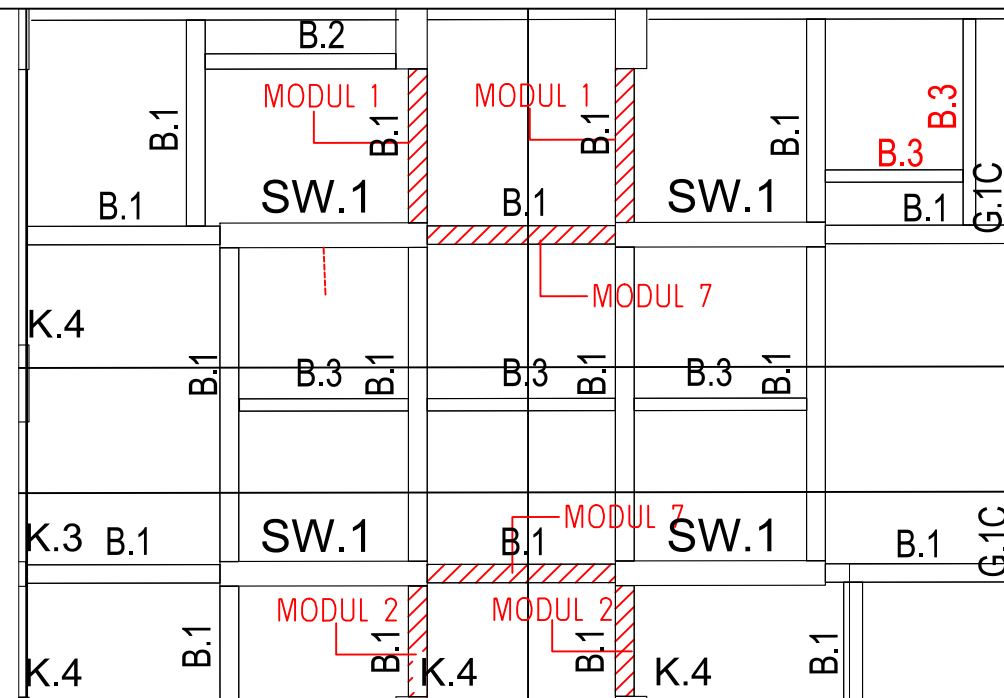
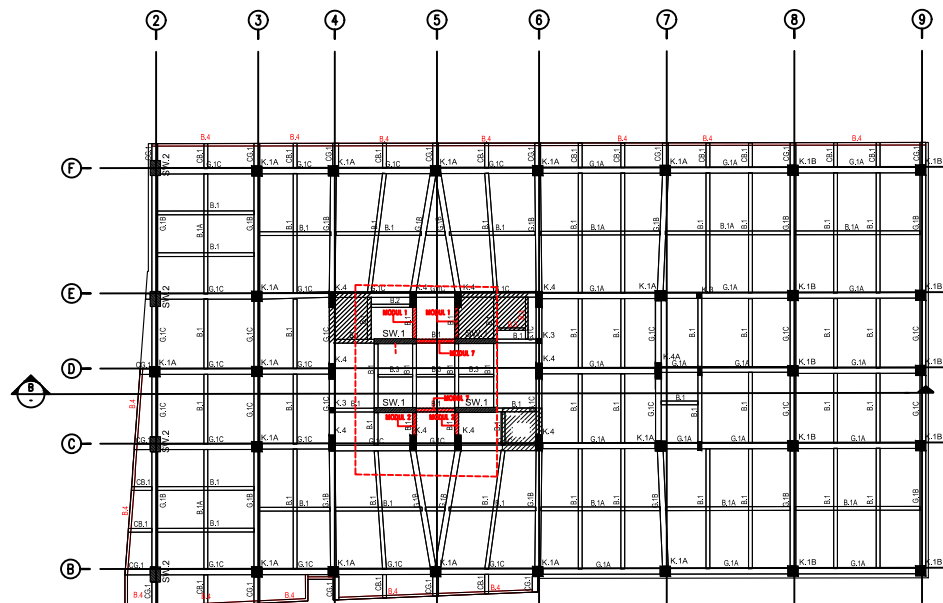
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

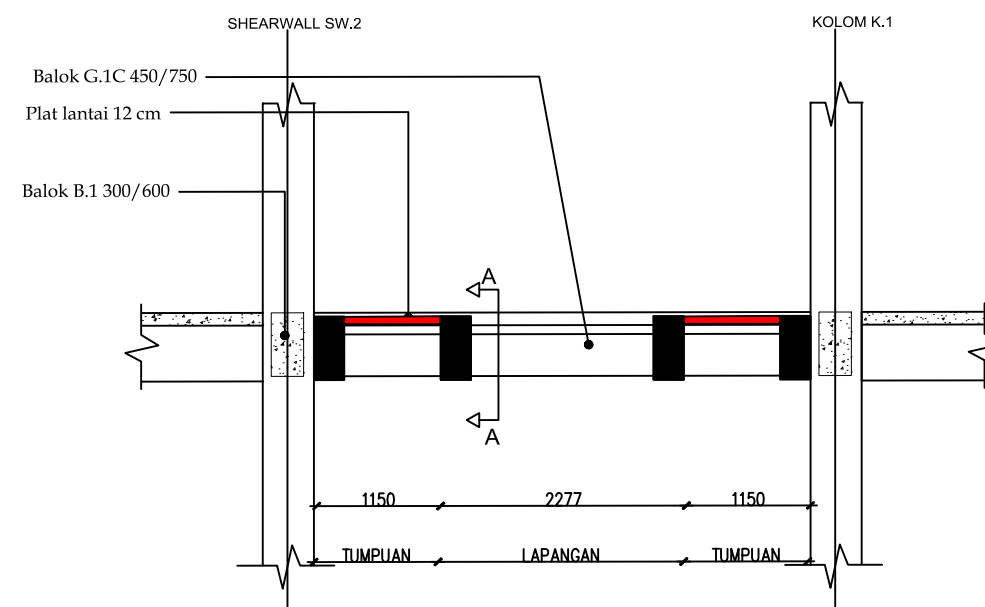
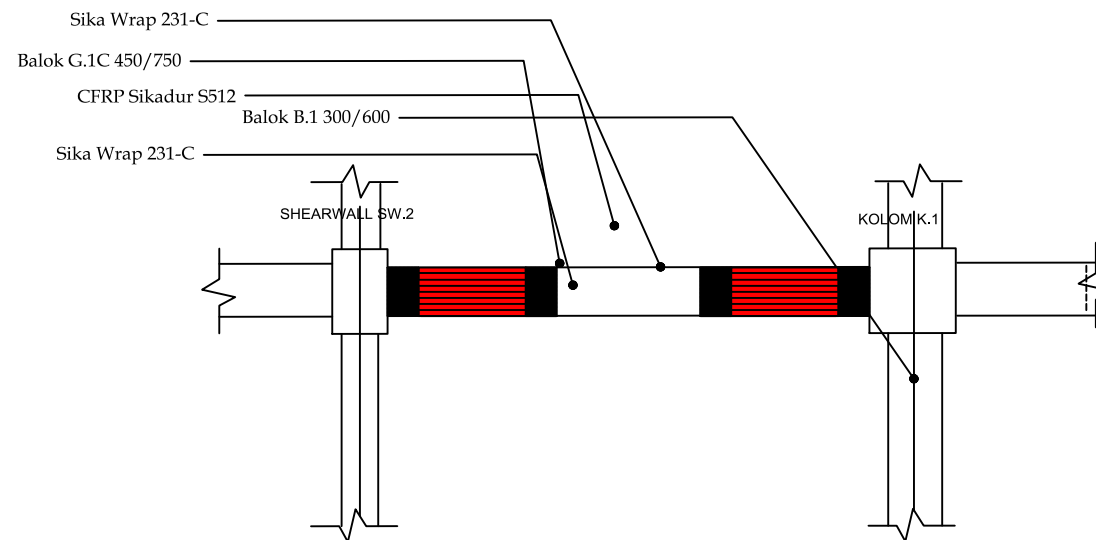
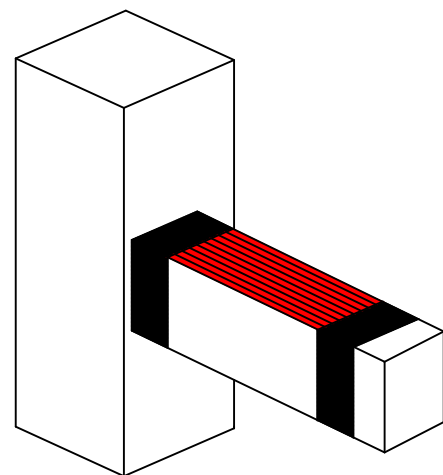
KETERANGAN

= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	09	15

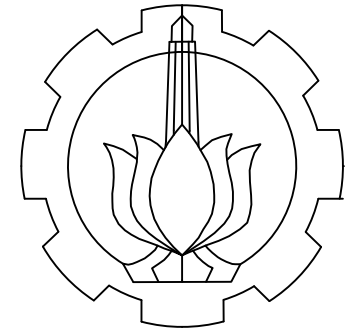


MAPPING PERKUATAN LANTAI 9
SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-10
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TILANGAN ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
TILANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	3 D25
TILANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 9 BARRIS	-	Sikadur S512 9 BARRIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1C MODUL-10
SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

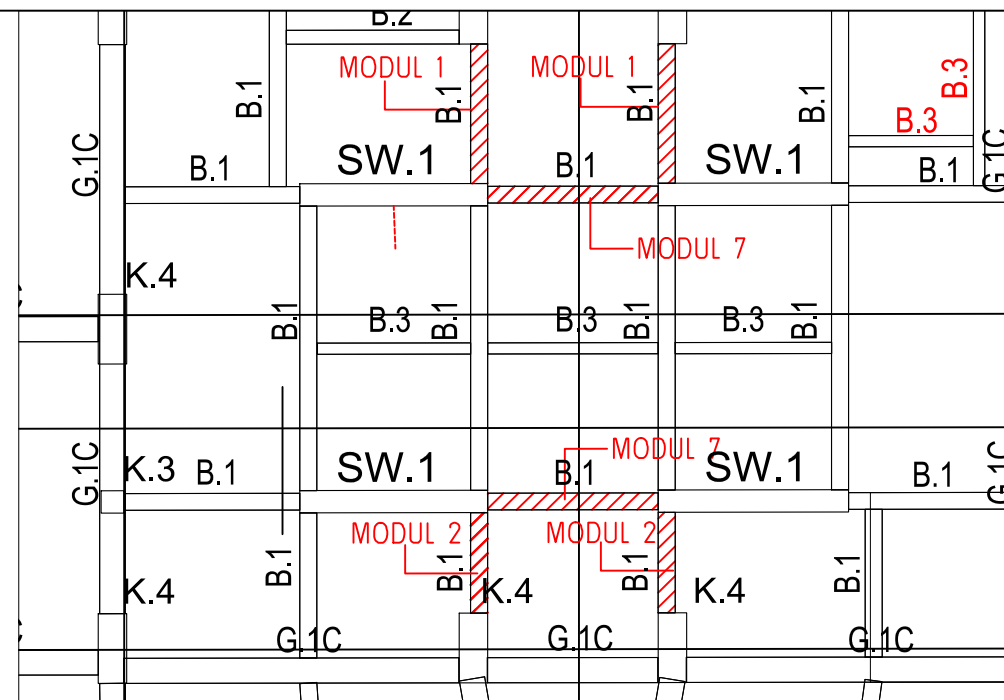
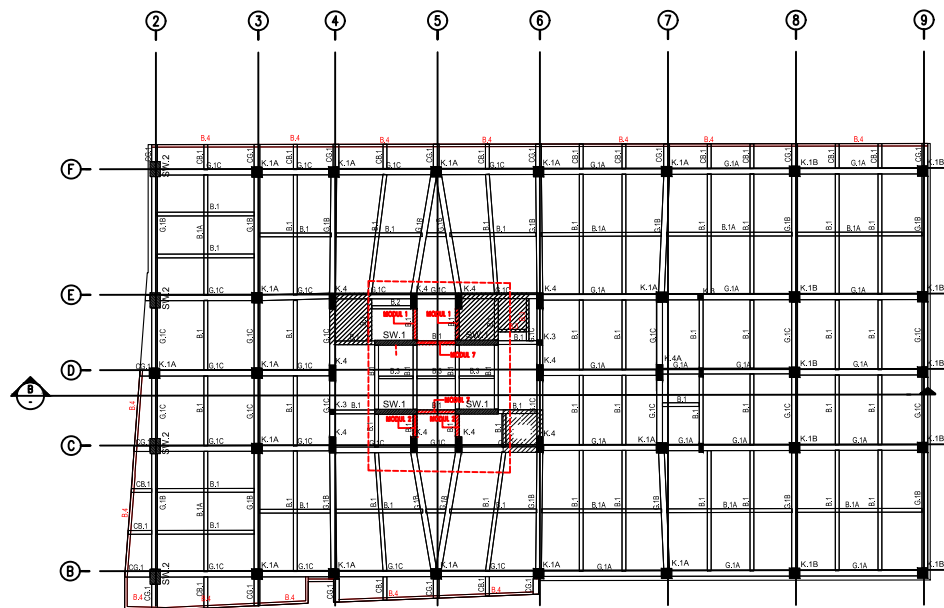
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

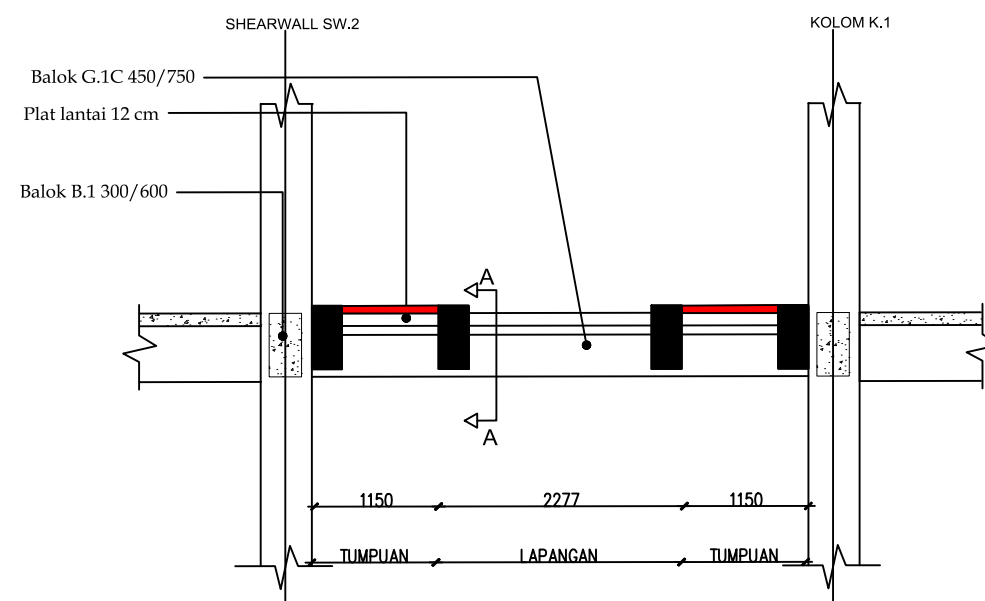
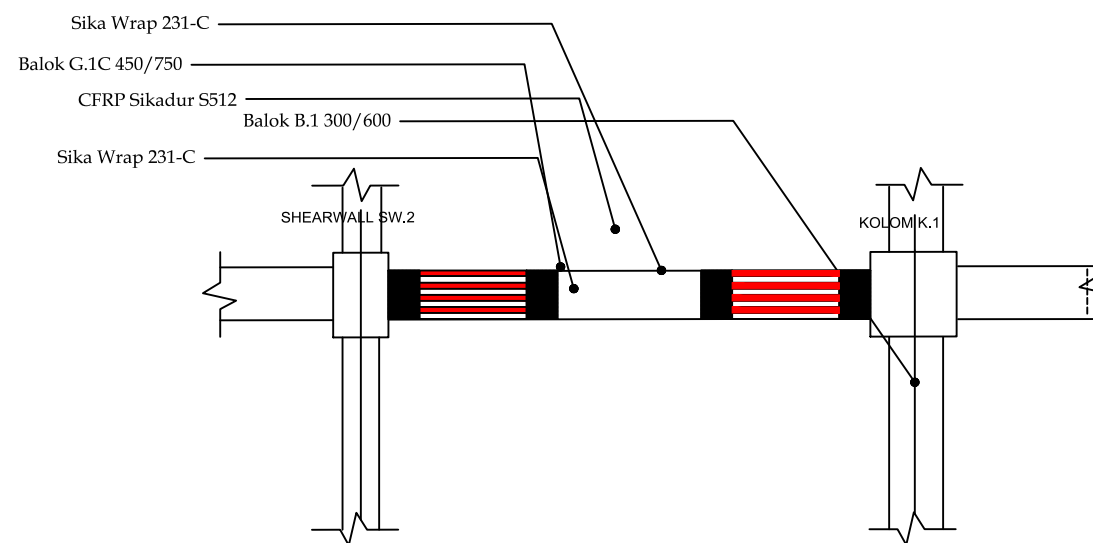
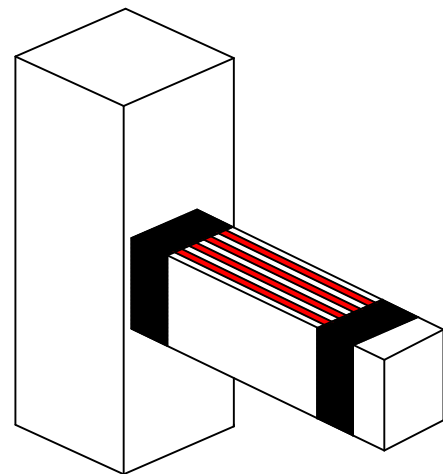
KETERANGAN

= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	10	15

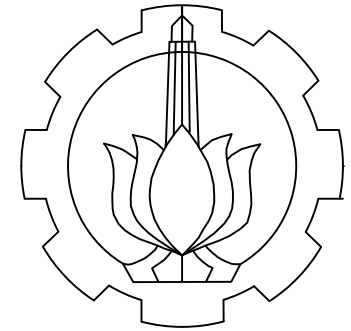


MAPPING PERKUATAN LANTAI 10
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-11
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	3 D25
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 4 BARIS	-	Sikadur S512 4 BARIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1C MODUL-11
 SKALA 1:70



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

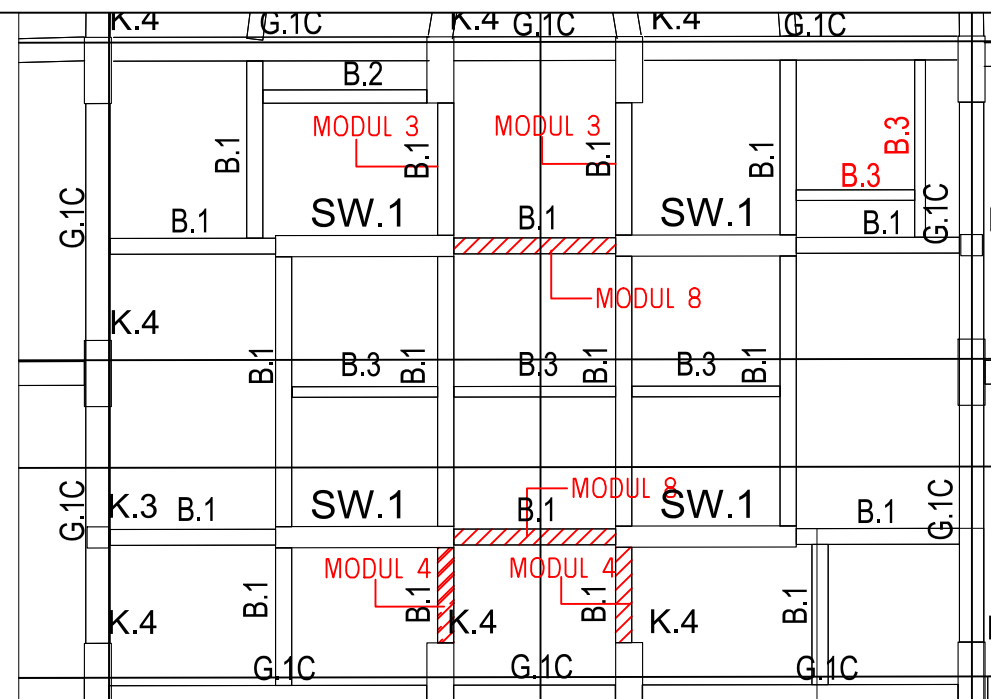
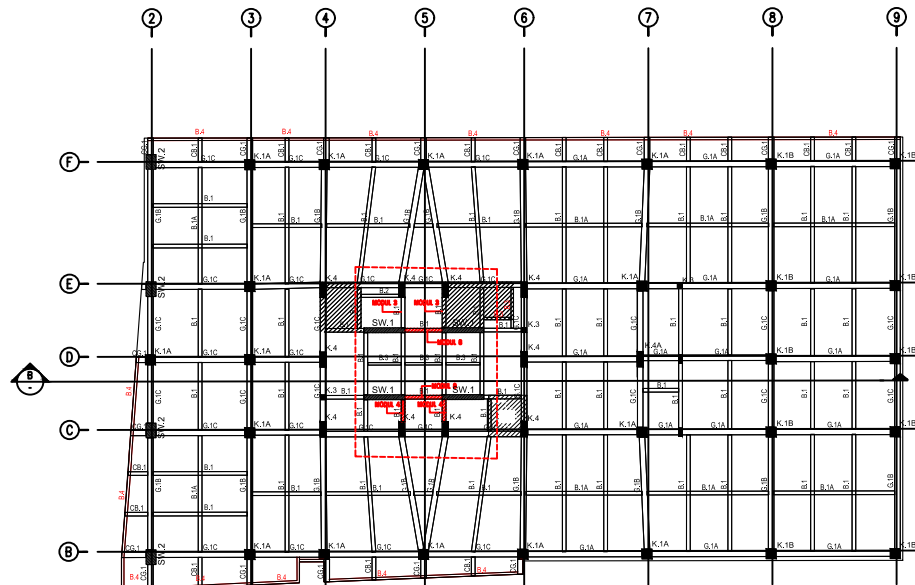
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

KETERANGAN

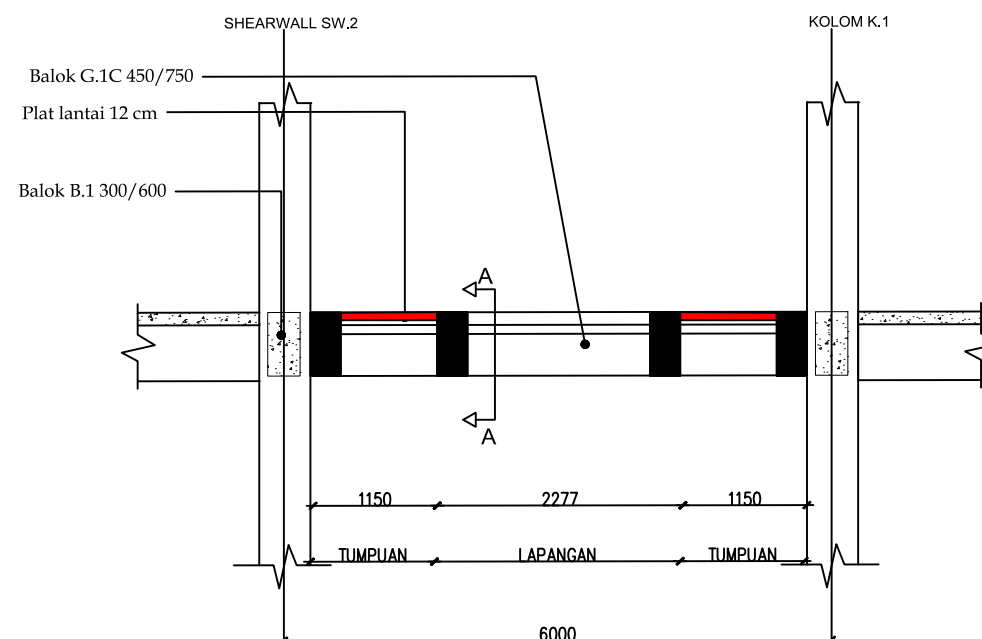
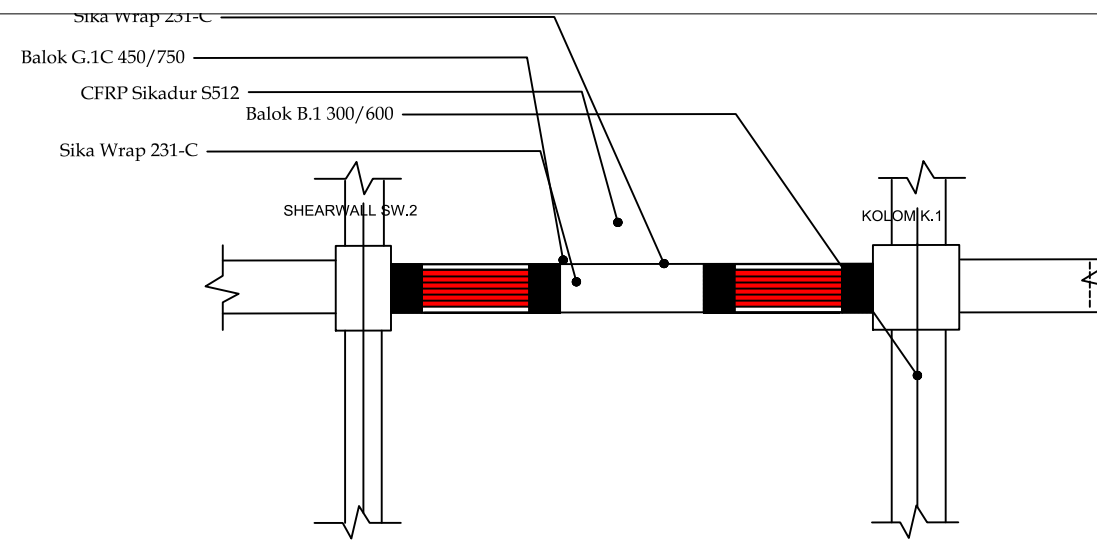
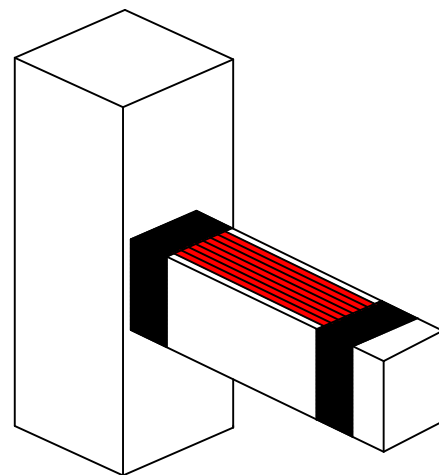
= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	11	15



MAPPING PERKUATAN LANTAI 11

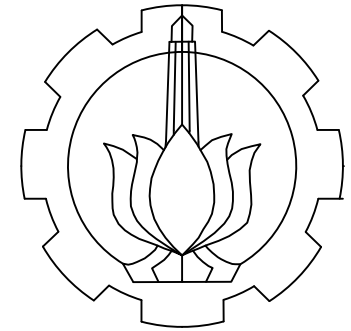
SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-12
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	3 D25
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
BENGGANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 8 BARS	-	Sikadur S512 8 BARS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1C MODUL-12

SKALA 1:70



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

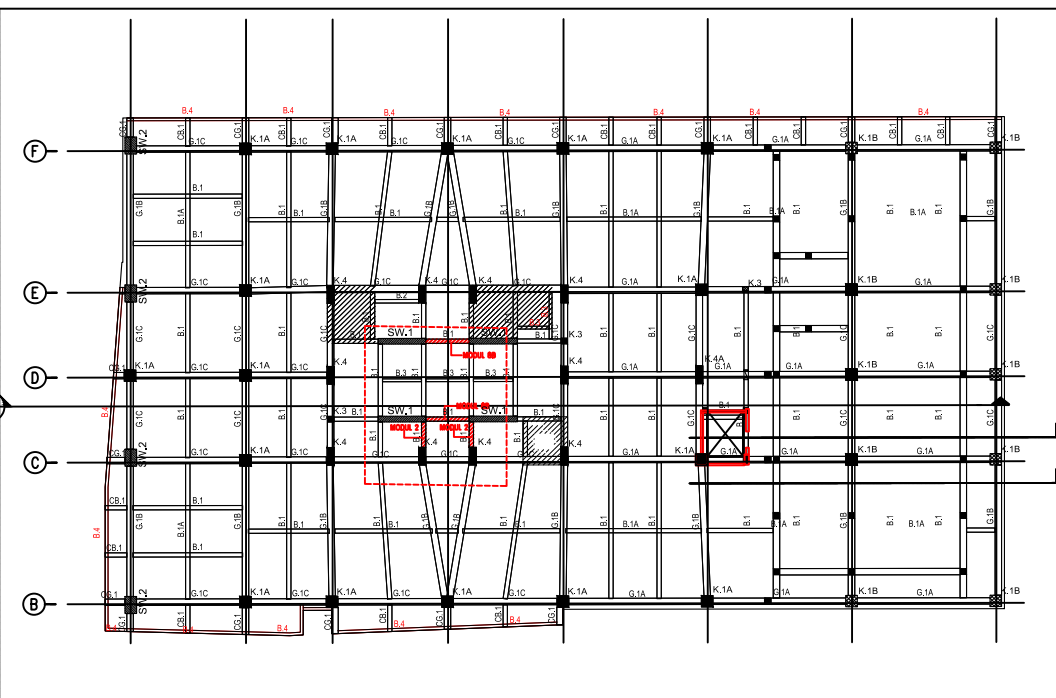
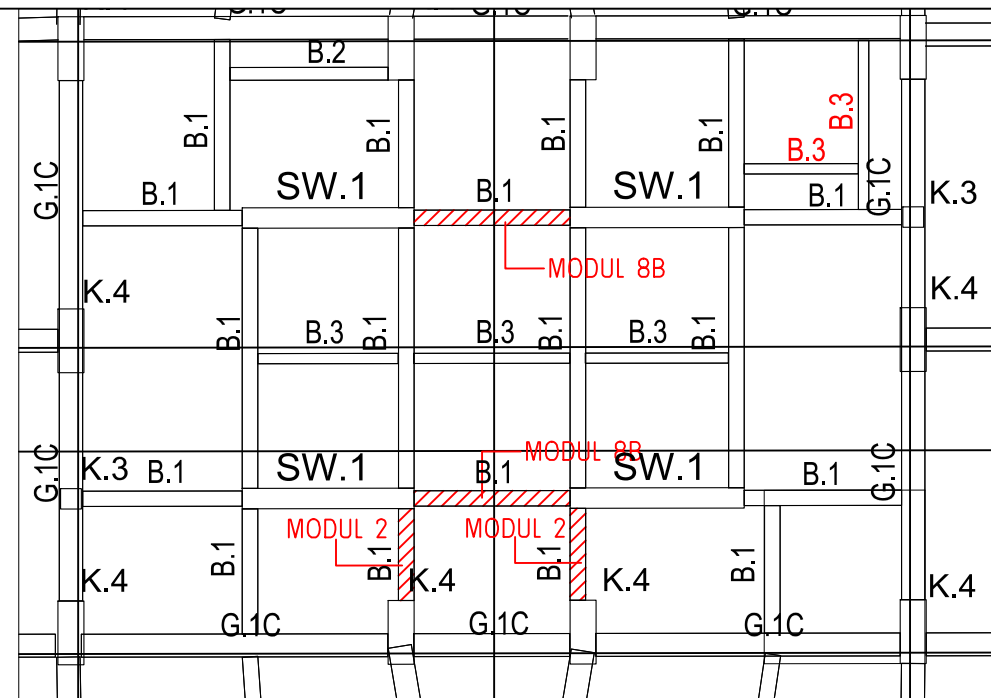
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

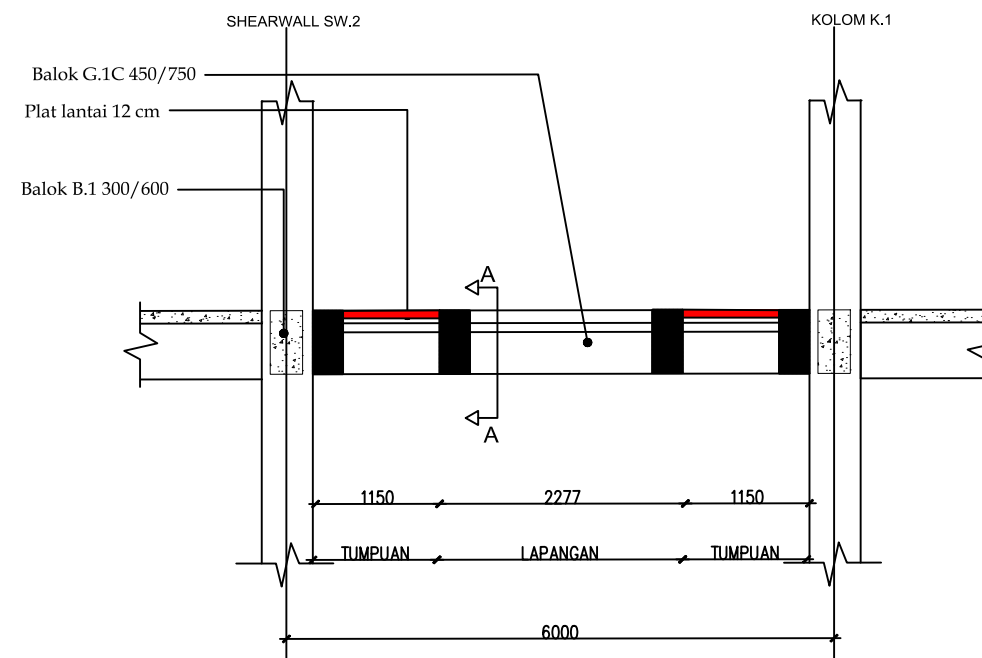
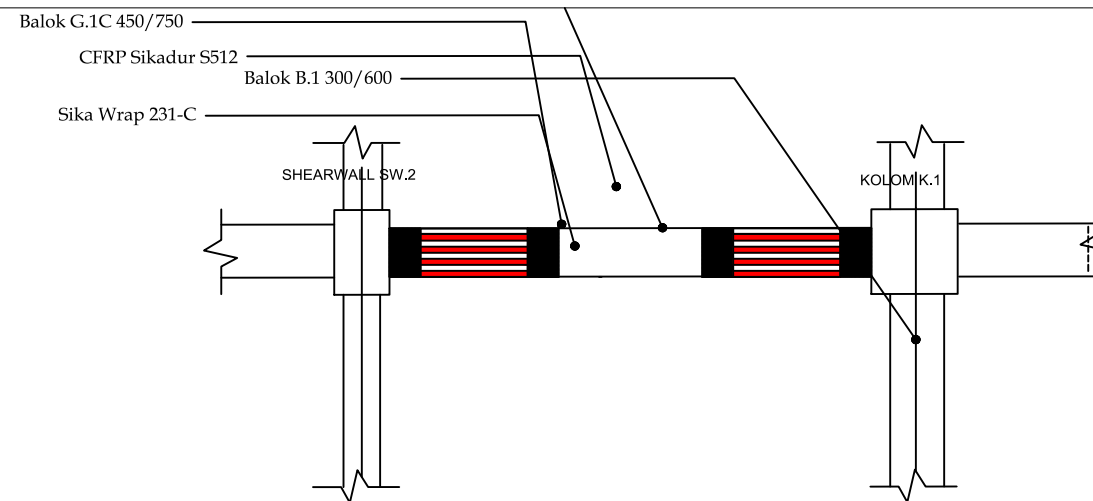
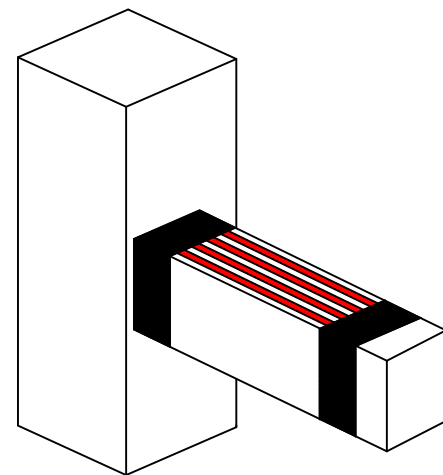
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	12	15

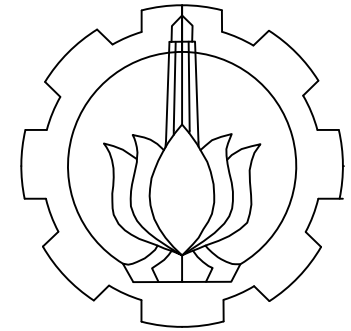


MAPPING PERKUATAN LANTAI 12
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-13
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
TULANGAN BAWAH	3 D25	4 D25	3 D25
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 4 BARIS	-	Sikadur S512 4 BARIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1C MODUL-13
 SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

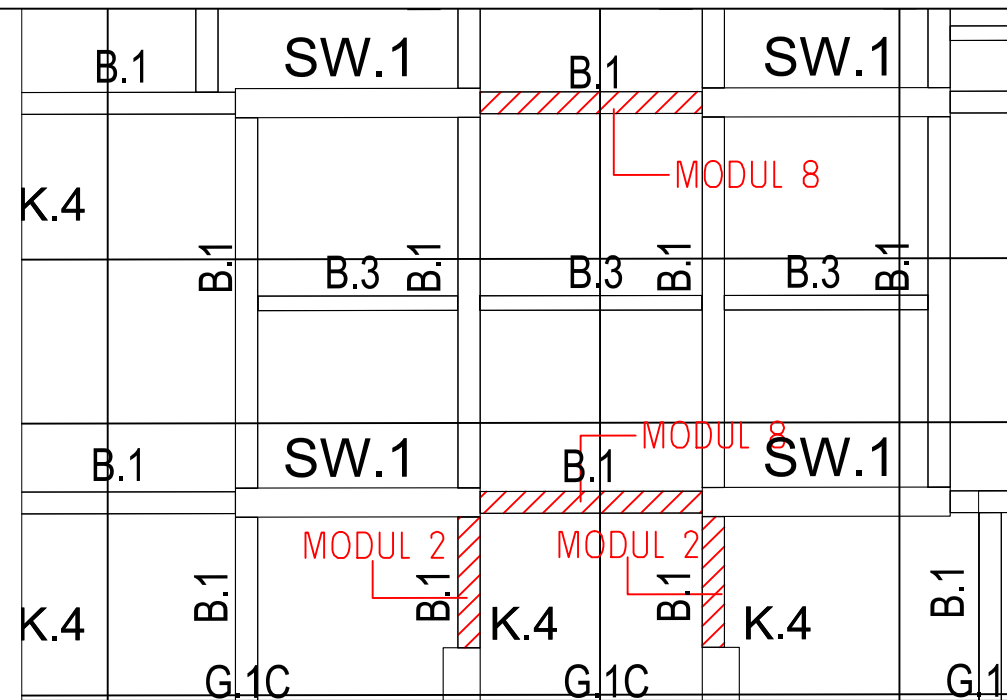
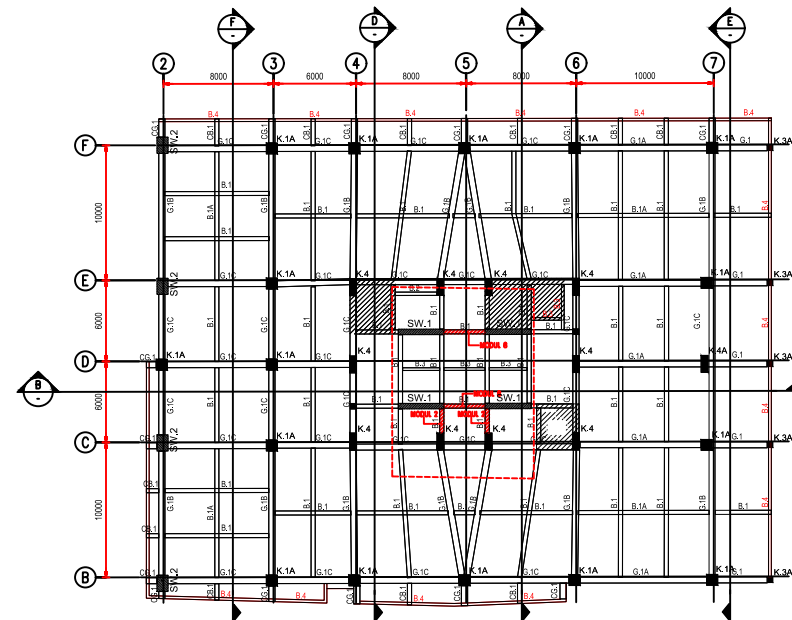
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
10111510000031

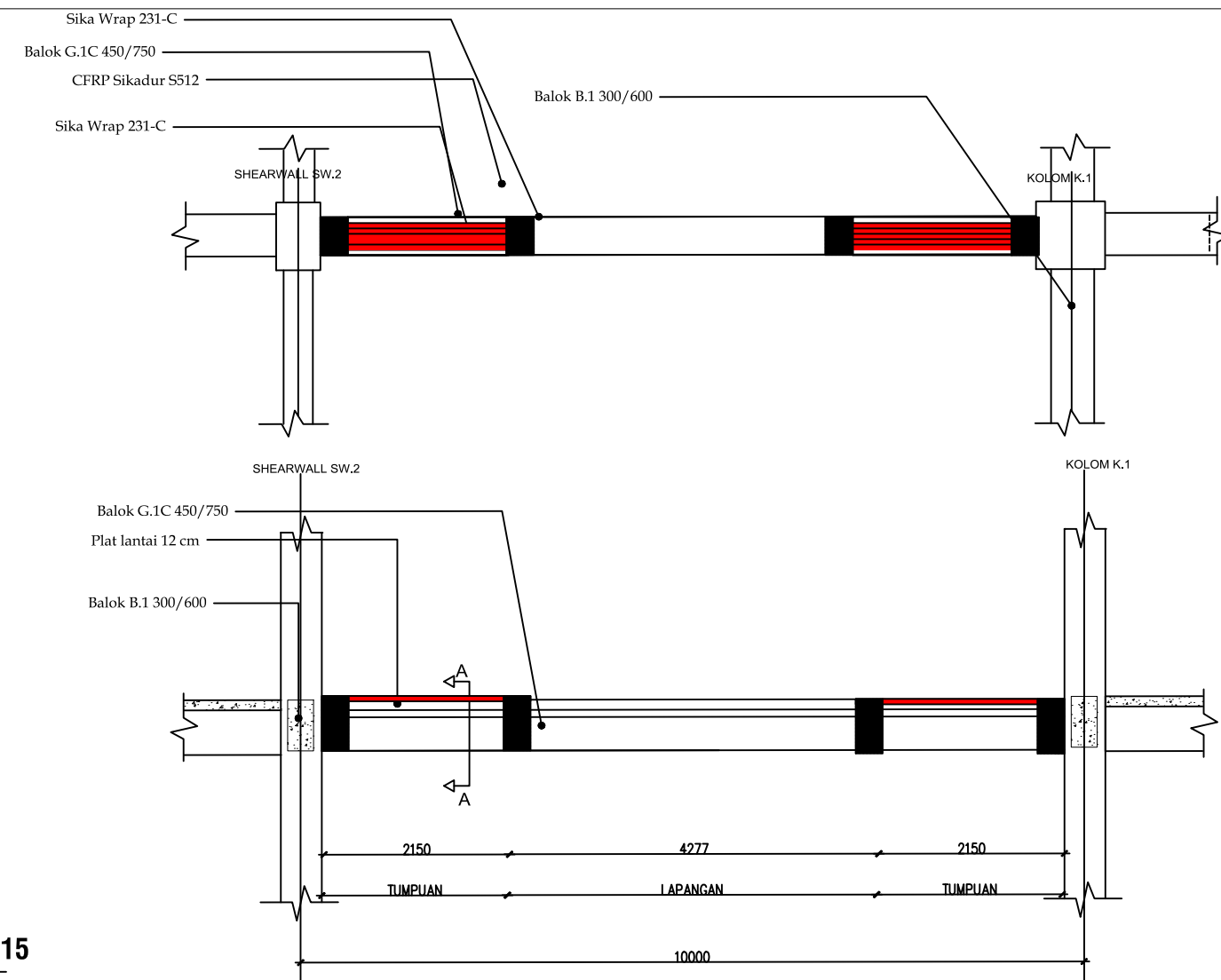
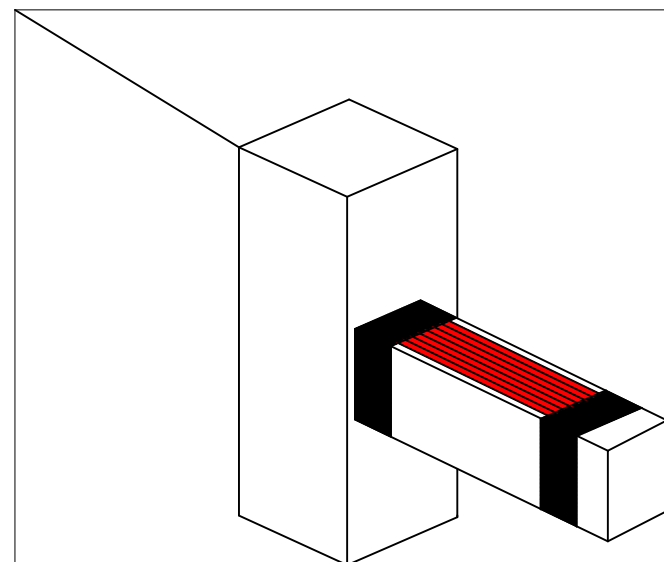
KETERANGAN

= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	13	15

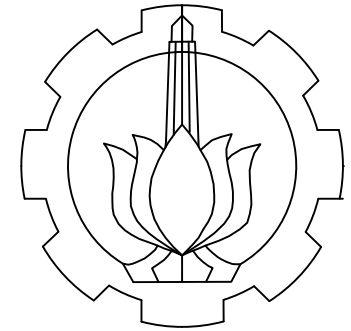


MAPPING PERKUATAN LANTAI 13
SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-15
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 8 BARRIS 3 LAPIS	-	Sikadur S512 8 BARRIS 3 LAPIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1A MODUL-15
SKALA 1:60



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
Afif Navir Revani, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
1011151000031

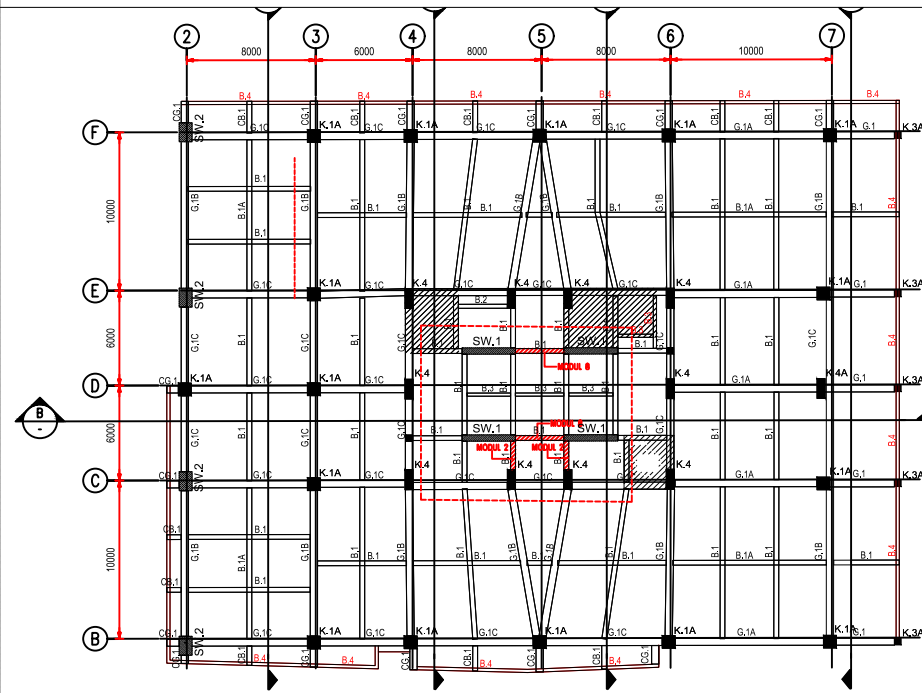
KETERANGAN

- = Perkuatan Geser
- = Perkuatan Lentur

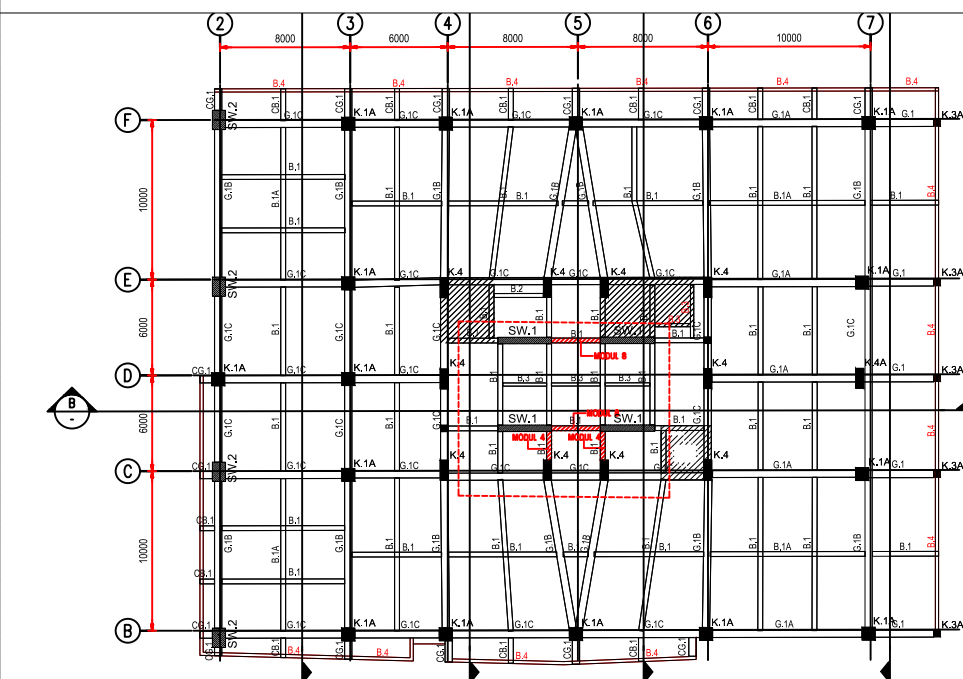
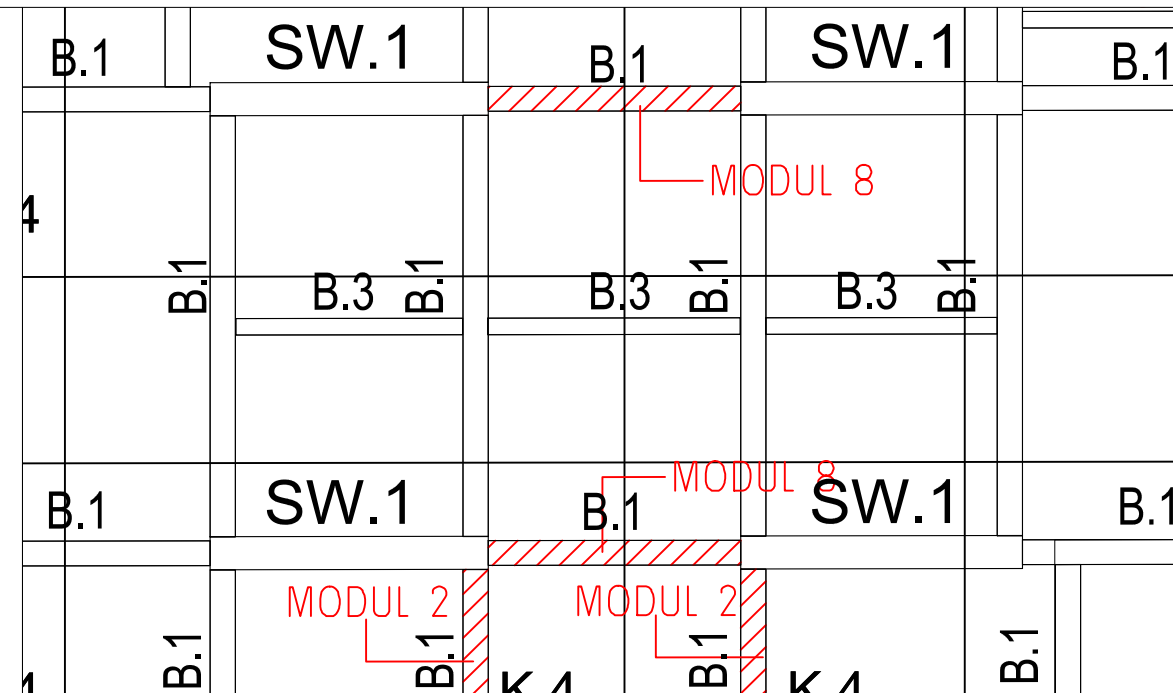
*Cek *mapping* kemudian cek detail sesuai dengan masing-masing modul !

KODE	NO GBR	JML GBR
------	--------	---------

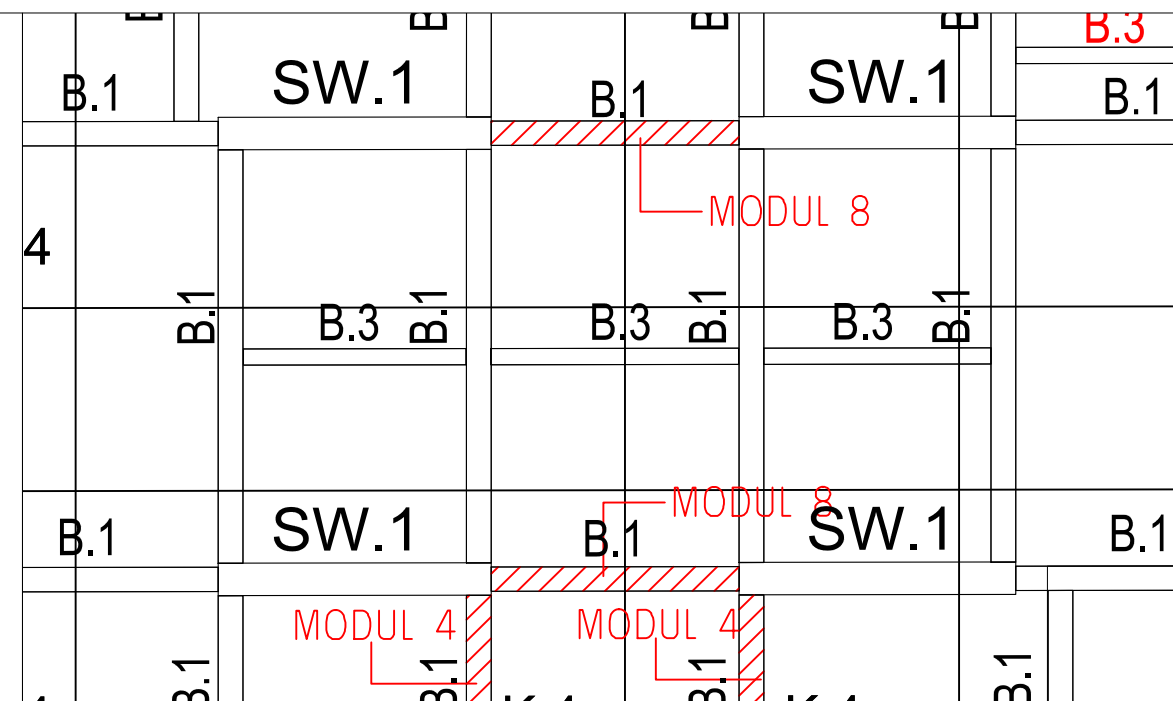
PKR	14	15
------------	-----------	-----------

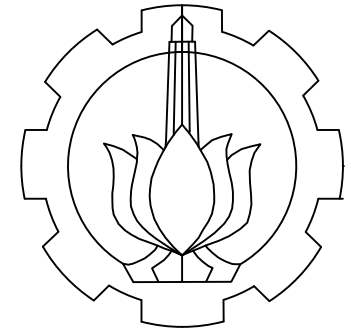


MAPPING PERKUATAN LANTAI 14
SKALA : NTS



MAPPING PERKUATAN LANTAI 15
SKALA : NTS





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI DAN DESAIN PERKUATAN STRUKTUR AKIBAT RENCANA PENAMBAHAN TANGKI AIR BETON DI LANTAI ATAP PADA GEDUNG WASKITA RAJAWALI TOWER CAWANG, KRAMAT JATI JAKARTA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DESAIN PERKUATAN STRUKTUR

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Srie Subekti, MT
 Afif Navir Revani, S.T., M.T.

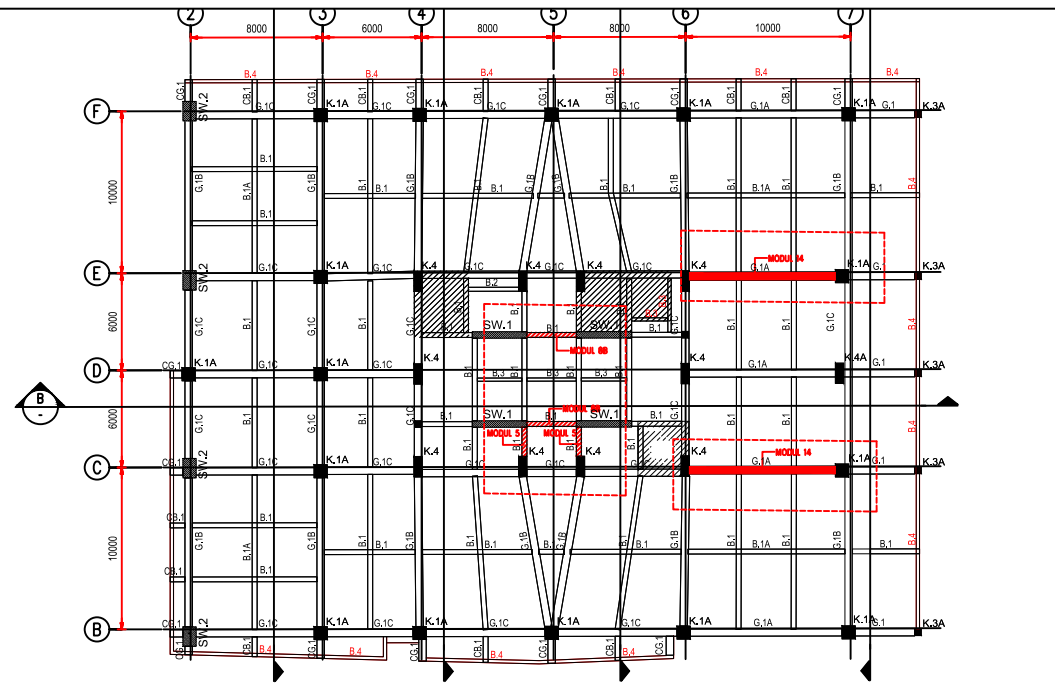
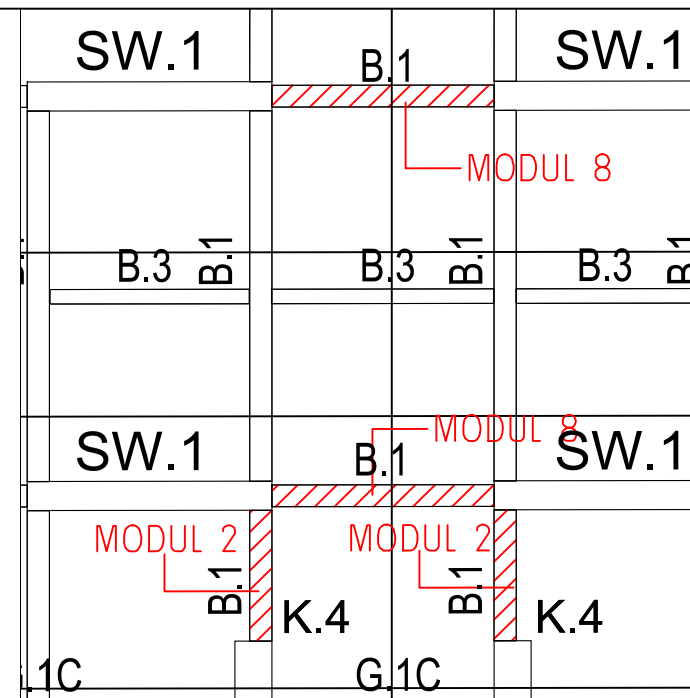
NAMA MAHASISWA

DIMAS YUDHISTIRA G.
 10111510000031

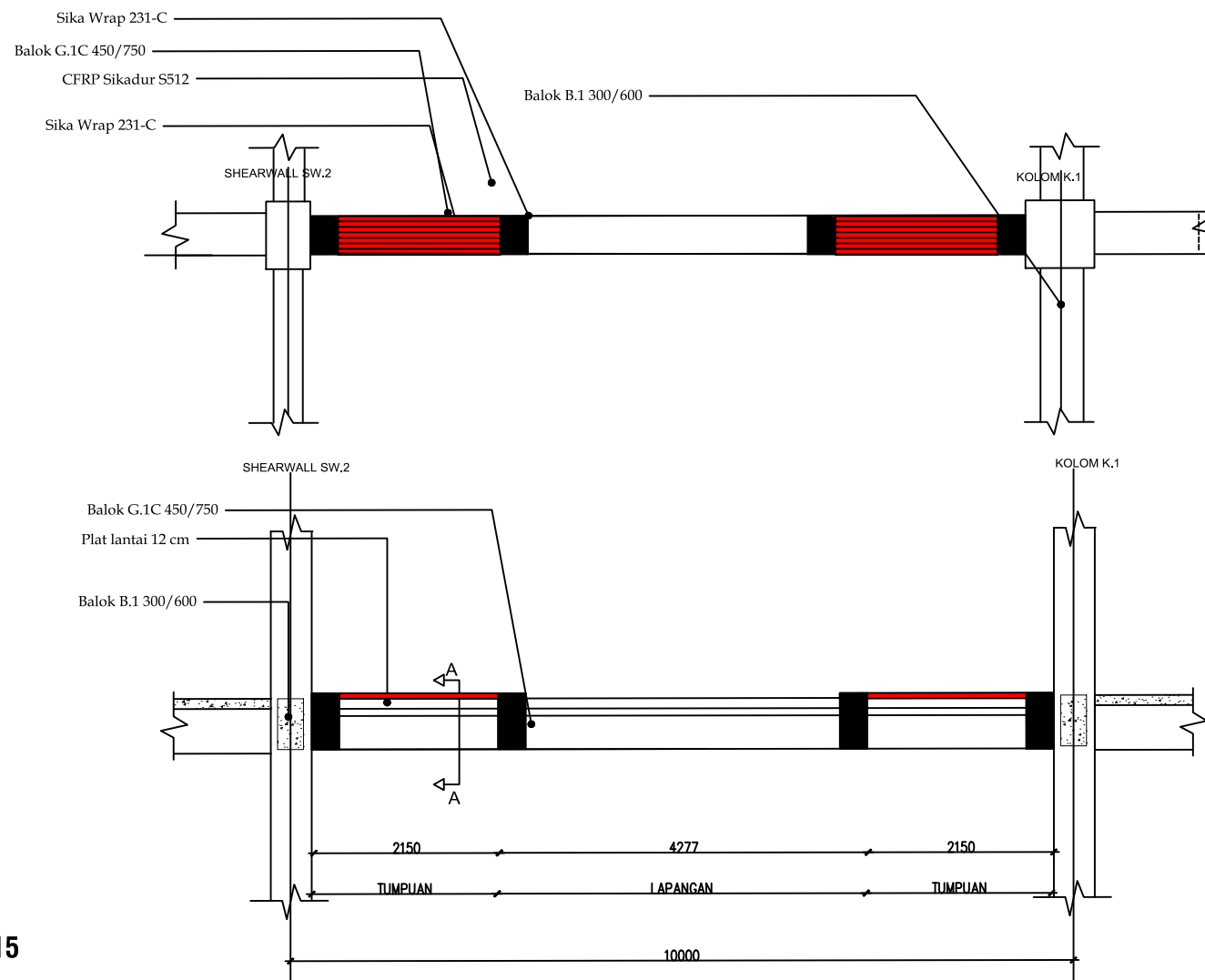
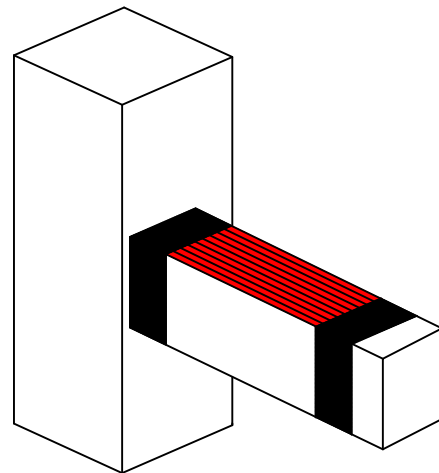
KETERANGAN

= Perkuatan Geser
 = Perkuatan Lentur

KODE	NO GBR	JML GBR
PKR	15	15



MAPPING PERKUATAN LANTAI 16
 SKALA : NTS



JENIS BALOK	PERKUATAN BALOK G-1C		MODUL-15
	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
DESKRIPSI			
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19
TULANGAN TORSI	4 D13	4 D13	4 D13
BENJANGKANG	Ø10 - 125	Ø10 - 175	Ø10 - 125
PERKUATAN GESER	-	-	-
PERKUATAN LENTUR	Sikadur S512 8 BARIS 3 LAPIS	-	Sikadur S512 8 BARIS 3 LAPIS

DESAIN PERKUATAN BALOK G.1A MODUL-15
 SKALA 1:60