



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI
MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA**

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP. 0311144000007

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

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



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI
MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA**

**EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP. 0311144000007**

**Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**

**Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D**

**Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018**



FINAL PROJECT– RC14-1501

**DESIGN MODIFICATION OF AMARIS HOTEL SURABAYA
USING CONCRETE STEEL COMPOSITE STRUCTURE**

**EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP. 0311144000007**

**Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**

**Academic Supervisor II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D**

**Departement of Civil Engineering
Faculty of Civil, Environmental and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018**

**PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17
LANTAI MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT
BETON BAJA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Oleh:

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP. 031114400 00007

Disetujui Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Duta Halda, DTA.....)

2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL.....)



**SURABAYA
JULI, 2018**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

Nama Mahasiswa : Eka Putri Perwita Suci
NRP : 031114400 00007
Departemen : Teknik Sipil FTSLK- ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Perencanaan struktur komposit beton baja berasumsi bahwa beton dan baja bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain elemen yang lebih ekonomis. Penggunaan struktur komposit beton-baja pada bangunan bertingkat juga mampu mengoptimalkan lahan dan menyediakan tempat yang lebih nyaman untuk proyek pembangunan gedung.

Hotel Amaris Surabaya merupakan salah satu hotel 17 tingkat di kawasan strategis Surabaya. Gedung dimodifikasi menggunakan struktur primer kolom baja diselubungi beton dan balok komposit. Perencanaan yang dilakukan meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur primer, sambungan, pondasi dan metode pelaksanaan.

Berdasarkan perhitungan, diperoleh hasil sebagai berikut: tebal pelat beton lantai bondek 10cm; dimensi balok anak terbesar adalah WF 400x300x10x16, dimensi balok induk WF 500x200x10x16, dimensi kolom terbesar K700x300x13x24 diselubungi beton 900x900, tebal pelat basement 40cm dan pondasi tiang pancang diameter 60cm dengan kedalaman 23,5m. Seluruh perhitungan mengacu pada SNI 1726:2012, SNI 1729:2015, dan SNI 2847:2013.

Kata Kunci: struktur gedung, struktur komposit, struktur komposit beton baja

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESIGN MODIFICATION OF AMARIS HOTEL SURABAYA USING CONCRETE STEEL COMPOSITE STRUCTURE

Student Name : Eka Putri Perwita Suci
Student ID Number : 031114400 00007
Departement : Teknik Sipil FTSLK- ITS
Academic Supervisor : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstract

Concrete-steel composite design assumes that concrete and steel materials work together to carry the work load, which resulting in more economical element design. The uses of concrete-steel composite structures in multi-story buildings are both capable of optimizing the workspace and providing more convenient place for building construction projects .

Amaris Surabaya Hotel is a 17 stories hotel in strategic area of Surabaya. The building was modified using steel encased concrete column and composite beam. The hotel design includes the design of secondary structure, primary structure, connection, foundation and construction method.

Based on the calculation, the results obtained as follows: the concrete floor layer is 10cm thickness; the biggest secondary beam dimension is WF 400x300x10x16, the primary beam dimension is WF 500x200x10x16, the biggest column dimension is K700x300x13x24 encased with 900x900 concrete, the basement floor is 40cm thickness and the diameter of pile foundation is 60cm depth of 23,5m. All calculations are refer to SNI 1726:2012, SNI 1729:2015,dan SNI 2847:2013.

Keyword: building structure, composite structure, concrete-steel composite structure

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas rahmat dan pertolongan-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Hotel Amaris Surabaya 17 Lantai Modifikasi Struktur Komposit Beton Baja”. Tugas Akhir ini dibuat untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar sarjana teknik.

Pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebanyak- banyaknya kepada semua pihak yang telah membantu dalam proses pembuatan tugas besar ini. Ucapan terima kasih penulis tujukan kepada :

1. Dr. Ir. Sutawi, M.P. , Dr. Daroe Iswatiningsih, M.Si. , Fajar dan Alya selaku keluarga yang selalu percaya dan mendukung saya sepenuhnya.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA dan Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang dengan sabar membimbing dan mengarahkan saya.
3. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSLK – ITS yang telah membagikan berbagai ilmu.
4. Gita Yusuf Rahmadhan, yang selalu menyemangati di segala suasana hati dan berbagai situasi.
5. Sahabat, dan teman- teman mahasiswa, serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir yang telah dibuat ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat penulis harapkan dalam penyempurnaan tugas akhir nantinya.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xix
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.2.1 Rumusan Masalah Utama.....	4
1.2.2 Rincian Permasalahan.....	4
1.3 Tujuan.....	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Rincian Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Struktur Komposit.....	7
2.3 Balok Komposit.....	10
2.4 Kolom Komposit.....	11
2.5 Sambungan Balok Kolom.....	14
2.6 Plat Komposit.....	15
BAB III METODOLOGI.....	17
3.1 Umum.....	17
3.2 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	17
3.3 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir.....	19

3.3.1 Studi Literatur.....	19
3.3.2 Pengumpulan Data.....	19
3.3.3 Preliminary Design.....	20
3.3.4 Perencanaan Struktur Sekunder.....	20
3.3.5 Pembebanan.....	20
3.3.6 Pemodelan dan Analisa Struktur Utama.....	22
3.3.7 Kontrol Struktur.....	22
3.3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama.....	23
3.3.9 Perencanaan Sambungan.....	35
3.3.10 Perencanaan Pondasi.....	36
3.3.11 Metode Pelaksanaan.....	36
3.3.12 Penggambaran Hasil Perencanaan.....	36
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER DAN PRELIMINARY DESIGN.....	37
4.1 Data Perencanaan.....	37
4.1.1 Pembebanan.....	37
4.2 Perencanaan Pelat.....	38
4.2.1. Perencanaan Pelat Lantai Atap.....	38
4.2.2. Perencanaan Pelat Lantai Kamar (Lantai 3-14).....	40
4.2.3. Perencanaan Pelat Lantai Lobby.....	41
4.2.4. Perencanaan Pelat Lantai Parkir.....	43
4.2.5. Perencanaan Pelat Ruang Mesin Lift.....	45
4.3 Perencanaan Balok Anak.....	46
4.3.1. Perencanaan Balok Anak Lantai Atap.....	46
4.3.2. Perencanaan Balok Anak Lantai Kamar (Lantai 3-14)	51

4.3.3. Perencanaan Balok Anak Lantai Lobby.....	56
4.3.4. Perencanaan Balok Anak Lantai Parkir	61
4.4 Perencanaan Tangga.....	66
4.4.1. Data-data Perencanaan Tangga.....	66
4.4.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	67
4.4.3 Perencanaan Pengaku Anak Tangga.....	69
4.4.4 Perencanaan Pelat Bordes.....	73
4.4.5 Perencanaan Balok Bordes	75
4.4.6 Perencanaan Balok Utama Tangga	79
4.4.7 Perencanaan Balok Penumpu Tangga.....	85
4.5 Perencanaan Balok Lift	89
4.5.1. Perencanaan Balok Penggantung lift	92
4.5.2. Perencanaan Balok Penumpu lift	96
4.6 Preliminary Design.....	101
4.6.1 Perencanaan Tebal Plat Basement	101
4.6.2 Perencanaan Balok Induk Basement.....	101
4.6.3 Perencanaan Kolom Basement	102
BAB V PEMODELAN DAN ANALISA STRUKTUR.....	105
5.1 Penjelasan Umum.....	105
5.2 Pemodelan Struktur	105
5.2.1 Data Material.....	105
5.2.2 Data Elemen Struktur	109
5.2.3 Besaran Massa.....	111
5.2.5 Pemodelan Struktur 3 Dimensi	111
5.2.6 Pembebanan Struktur Utama	112
5.2.7 Pembebanan Gempa Dinamis.....	116

5.2.8	Pembebanan P Delta	121
5.2.9	Kombinasi Pembebanan	121
5.3	Kontrol Berat Pemodelan Struktur	122
5.4	Kontrol Desain	125
5.4.1	Kontrol Partisipasi Massa	126
5.4.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	127
5.4.3	Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum	129
5.4.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>drift</i>)	132
BAB VI	PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	139
6.1	Perencanaan Balok Induk Memanjang	139
6.1.1	Sebelum Komposit	139
6.1.2	Setelah Komposit	143
6.2	Perencanaan Balok Induk Melintang	153
6.1.1	Sebelum Komposit	153
6.1.2	Setelah Komposit	157
6.3	Perencanaan Kolom Komposit	167
BAB VII	PERENCANAAN SAMBUNGAN	177
7.1	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak	177
7.1.1	Lantai Atap	177
7.1.2	Lantai Kamar	180
7.2	Sambungan Balok Utama Tangga	183
7.2.1	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	183
7.2.2	Sambungan Balok Utama Tangga	184
7.3	Sambungan Balok Induk dengan Kolom	186
7.3.1	Perhitungan Gaya pada Sambungan	186

7.3.2 Rencana Baut.....	187
7.3.3 Rencana Las	189
7.4 Sambungan Antar Kolom	190
7.4.1 Perhitungan Gaya pada Sambungan	190
7.4.2 Rencana Las Tipikal	191
7.4.3 Rencana Las Non-Tipikal	194
7.5 Sambungan Kolom dengan Baseplate	196
7.5.1 Rencana Base Plate.....	197
7.5.2 Rencana Las	200
BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH.....	203
8.1 Perencanaan Plat Dasar Basement	203
8.1.1 Data – Data Desain.....	203
8.1.2 Akibat Gaya Uplift	204
8.1.3 Akibat Beban Parkir	211
8.2 Perencanaan Pondasi	218
8.2.1 Data Perencanaan Pondasi	218
8.2.2 Kombinasi Beban untuk Pondasi	220
8.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	220
8.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang.....	230
8.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	232
8.3 Perencanaan Poer pada Kolom	234
8.3.1 Kontrol Geser Pons.....	235
8.3.2 Penulangan Poer	238
8.4 Perencanaan Sloof Pondasi.....	245
8.4.1 Data perencanaan sloof.....	245
8.4.2 Penulangan Sloof.....	247

BAB IX METODE PELAKSANAAN.....	251
9.1 Flow Chart Metode Pelaksanaan	251
9.2 Pekerjaan Pondasi.....	252
9.3 Pekerjaan Penggalan Tanah.....	254
9.4 Pekerjaan Lantai Basement	255
9.5 Pekerjaan Struktur	255
9.6 Pekerjaan Mechanical, Electrical, Plumbing dan Fire fighting.....	258
9.7 Pekerjaan Finishing	259
BAB X RINGKASAN DAN SARAN	261
10.1 Ringkasan.....	261
10.2 Saran.....	262
DAFTAR PUSTAKA	265
LAMPIRAN.....	269
BIODATA PENULIS.....	271

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 Denah Hotel Amaris Surabaya.....	3
Gambar 2 Tampak Hotel Amaris Surabaya	3
Gambar 3 Perbandingan momen tekuk pada kolom sumbu x.....	8
Gambar 4 Perbandingan gaya aksial pada struktur	9
Gambar 5 Perbandingan gaya geser arah x	9
Gambar 6 Perbandingan gaya geser arah y.....	10
Gambar 7 Balok komposit dengan penghubung geser (kiri) dan balok baja yang diberi selubung beton (kanan).	11
Gambar 8 Tipe Kolom Komposit	13
Gambar 9 Plat Komposit	16
Gambar 10 <i>Flow Chart</i> Langkah Penyelesaian Tugas Akhir.....	18
Gambar 11 Detail Plat Atap Tipe 1	38
Gambar 12 Detail Plat Kamar Tipe 1	40
Gambar 13 Detail Plat Lobby Tipe 1	41
Gambar 14 Detail Plat Parkir Tipe 1	43
Gambar 15 Detail Plat Ruang Mesin Lift	45
Gambar 16 Detail Plat Atap Tipe 1	46
Gambar 17 Detail Plat Kamar Tipe 1	51
Gambar 18 Detail Plat Lobby Tipe 1	56
Gambar 19 Detail Plat Parkir Tipe 1	61
Gambar 20 Denah dan Potongan Tangga	66
Gambar 21 Pengaku Anak tangga	69
Gambar 22 Denah Bordes	73
Gambar 23 Bidang M Balok Tangga.....	81
Gambar 24 Bidang D Balok Tangga	82
Gambar 25 Bidang N Balok Tangga	83
Gambar 26 Denah Lift.....	89
Gambar 27 Potongan Lift	90
Gambar 28 Denah Lift.....	91
Gambar 29 Posisi M_a , M_b , dan M_c	94
Gambar 30 Posisi M_a , M_b , dan M_c	99
Gambar 31 Daerah Pembebanan Kolom	102
Gambar 32 Material Beton f_c 40	106

Gambar 33 Material Baja BJ 41	107
Gambar 34 Material Plat Bondek	108
Gambar 35 Elemen Struktur Hotel Amaris Surabaya	109
Gambar 36 Elemen Balok	110
Gambar 37 Elemen Kolom.....	110
Gambar 38 Besaran Massa Elemen Struktur	111
Gambar 39 Pemodelan Hotel Amaris Surabaya menggunakan ETABS 2016 Ultimate 16.0.3	112
Gambar 40 Grafik Respon Spektrum Surabaya.....	118
Gambar 41 Gempa Arah X.....	120
Gambar 42 Gempa Arah Y	120
Gambar 43 Pembebanan P Delta	121
Gambar 44 Kombinasi Beban	122
Gambar 45 Perhitungan Struktur menggunakan ETABS 2016.	125
Gambar 46 Berat Seismik Struktur Hotel Amaris Surabaya.....	130
Gambar 47 Base Reaction Akibat Beban Gempa Arah X Dan Arah Y.....	130
Gambar 48 Base Reaction setelah diberi Faktor Skala.	132
Gambar 49 Simpangan Akibat Gempa Arah X	133
Gambar 50 Simpangan Akibat Gempa Arah Y	133
Gambar 51 Gaya Dalam Sebelum Komposit Balok Induk B8..	140
Gambar 52 Lendutan Sebelum Komposit Balok Induk B10.....	143
Gambar 53 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B10..	144
Gambar 54 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B10..	152
Gambar 55 Gaya Dalam Sebelum Komposit Balok Induk B8..	154
Gambar 56 Lendutan Sebelum Komposit Balok Induk B8.....	157
Gambar 57 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B8....	158
Gambar 58 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B8....	166
Gambar 59 Dimensi Kolom K1 lantai Basement 1.....	168
Gambar 60 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk Atap	180
Gambar 61 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk Kamar	183
Gambar 62 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	184

Gambar 63 Sambungan Balok Utama Tangga.....	184
Gambar 64 Sambungan Balok Induk dengan Kolom	186
Gambar 65 Gambar Denah Desain Pondasi.....	218
Gambar 66 Spesifikasi Tiang Pancang	219
Gambar 67 Pondasi Tiang Pancang PC Tipe 1	228
Gambar 68 Gambar Pondasi Tiang Pancang PC Tipe 2	229
Gambar 69 Area Kritis Geser Akibat Kolom	235
Gambar 70 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)	239
Gambar 71 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)	242
Gambar 72 Penentuan Titik Pancang	252
Gambar 73 Pemancangan Bentonite Pile dan Tiang Pancang ..	253
Gambar 74 Penyambungan Tiang Pancang	253
Gambar 75 Penggunaan Ruyung pada Tiang Pancang	254
Gambar 76 Penggalian Tanah	254
Gambar 77 Pekerjaan Pile Cap, Sloof dan Pelat	255
Gambar 78 Pekerjaan Rangka Baja	256
Gambar 79 Pekerjaan Pengecoran Kolom	257
Gambar 80 Pekerjaan Pengecoran Pelat disertai dengan Pekerjaan Rangka Baja	257
Gambar 81 Pekerjaan Struktur yang Sudah Selesai	258

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 1 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap	39
Tabel 2 Rekapitulasi Perhitungan Plat Kamar	41
Tabel 3 Rekapitulasi Perhitungan Plat Lobby	43
Tabel 4 Rekapitulasi Perhitungan Plat Pakir	44
Tabel 5 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Atap	51
Tabel 6 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Kamar	55
Tabel 7 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Lobby	60
Tabel 8 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Parkir	65
Tabel 9 Dimensi Standar Lift dan Reaksi	91
Tabel 10 Perhitungan Pembebanan Kolom C-6.....	103
Tabel 11 Data Material.....	105
Tabel 12 Perhitungan N Rata-rata	115
Tabel 13 Parameter Respon Spektrum Surabaya	118
Tabel 14 Parameter Struktur.....	119
Tabel 15 Perhitungan Beban Struktur secara Manual.....	123
Tabel 16 Modal Participating Mass Ratio ETABS 2016	126
Tabel 17 Faktor Gempa Kota Surabaya.....	127
Tabel 18 Simpangan Ijin tiap Lantai	134
Tabel 19 Simpangan Gempa Arah X dan Arah Y	135
Tabel 20 Kontrol Simpangan Gempa Arah X.....	136
Tabel 21 Kontrol Simpangan Gempa Arah Y.....	137
Tabel 22 Rekapitulasi Kolom Komposit	174
Tabel 23 Rekapitulasi penulangan Pelat Basement akibat Gaya Uplift.....	210
Tabel 24 Rekapitulasi penulangan Pelat Basement akibat Beban Parkir.....	218
Tabel 25 Tabel Daya Dukung Tanah (1)	224
Tabel 26 Tabel Hasil Pembebanan Tiang Pancang PC Tipe 1 ..	228
Tabel 27 Tabel Hasil Pembebanan Tiang Pancang PC Tipe 2.	229
Tabel 28 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 1	231
Tabel 29 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 2A	232

Tabel 30 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 2B	232
Tabel 31 Kontrol terhadap Momen PC Tipe 1.....	234
Tabel 32 Kontrol terhadap Momen PC Tipe 2A dan B	234

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Surabaya adalah ibukota dari Provinsi Jawa Timur dan merupakan kota terbesar kedua di Indonesia setelah Jakarta. Surabaya juga merupakan kota wisata dengan jumlah wisatawan baik domestik maupun mancanegara pada tahun 2014 mencapai 15.393.670 orang (Kompas, 2015). Sebagai kota metropolitan, Surabaya saat ini telah menjadi pusat bisnis, perdagangan, industri, dan pendidikan di Indonesia. Kota metropolitan tentunya memerlukan berbagai sarana dan prasarana untuk mendukung berbagai kebutuhan penduduk dan wisatawannya. Salah satu sarana dan prasarana pendukung yang dibutuhkan oleh Kota Surabaya adalah hotel sebagai tempat singgah para wisatawan yang datang.

Hotel adalah usaha yang menggunakan suatu bangunan atau sebagian bangunan yang disediakan secara khusus, dan setiap orang dapat menginap, makan, serta memperoleh pelayanan dan fasilitas lainnya dengan pembayaran dan telah memenuhi persyaratan yang telah ditentukan oleh Dinas Pariwisata Daerah (Diparda) (BPS,2017). Di Kota Surabaya, hotel tentunya lebih baik dibangun di kawasan strategis yang dekat pusat kota, pusat bisnis, maupun pusat hiburan. Namun pembangunan hotel di kawasan strategis Kota Surabaya memiliki kendala berupa lahan yang terbatas. Keterbatasan lahan di Surabaya menjadi alasan mengapa gedung-gedung bertingkat dibutuhkan agar dapat menampung kapasitas sebesar- besarnya di lahan yang terbatas.

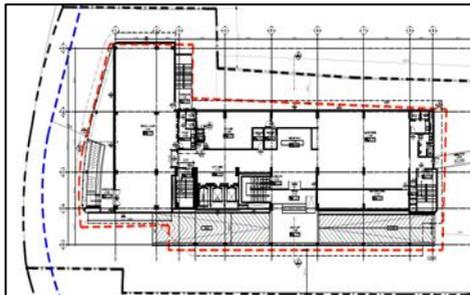
Gedung bertingkat memerlukan perencanaan dengan berbagai pertimbangan. Semakin tinggi suatu gedung, maka beban yang diterima oleh struktur akan menjadi lebih besar, sehingga dimensi elemen struktur akan menjadi besar,

mengurangi ruang bebas gedung, memerlukan lebih banyak pondasi dan menambah biaya konstruksi. Pada proses pembangunan gedung bertingkat juga diperlukan lahan untuk gudang material yang besar. Salah satu cara untuk mengurangi beban adalah dengan memperkecil dimensi struktur. Dimensi struktur dapat dikurangi dengan menggunakan material yang lebih kuat, salah satunya dengan menggunakan beton dan profil baja sebagai struktur utama gedung. Cara tersebut dikenal dengan perencanaan struktur komposit beton-baja. Penggunaan struktur komposit beton-baja pada bangunan bertingkat secara bertahap juga mampu mengoptimalkan lahan, karena gedung bagian dasar dapat dimanfaatkan untuk gudang material, dan menyediakan tempat yang lebih nyaman untuk pembangunan gedung.

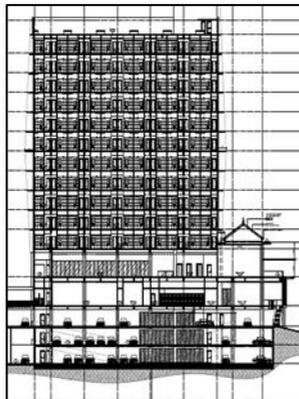
Perencanaan struktur komposit beton baja berasumsi bahwa beton dan baja bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain elemen yang lebih ekonomis (Lahamukang, dkk, 2014). Struktur komposit juga mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya adalah meningkatnya kekuatan (strength) dan kekakuan (stiffness) dibandingkan dengan komponen struktur yang bekerja secara terpisah (non-komposit) (Ranzi, 2007). Kombinasi dari baja, beton dan plat komposit telah menjadi standar metode konstruksi untuk gedung bertingkat di beberapa negara. Alasannya adalah karena struktur komposit paling cocok digunakan untuk menahan beban gempa berulang, yang memerlukan ketahanan dan daktilitas tinggi (Samhal, 2015). Struktur komposit efektif digunakan pada bentang 12 hingga 20 meter. Bentang yang panjang tentunya dapat memberi keleluasaan untuk mendesain layout struktur. Saat ini, struktur komposit banyak dipakai pada bangunan tinggi. Kekuatan struktur komposit pada salah struktur Gedung Kantor, Pertokoan dan hotel di Tokyo mencapai 780Mpa untuk baja dan 150 Mpa untuk beton.

Hotel Amaris Surabaya merupakan salah satu hotel bertingkat di kawasan strategis Surabaya sebagai sarana singgah para pendatang. Hotel Amaris Surabaya memiliki 17 lantai yang

terdiri dari 2 lantai basement, lobby, ballroom dan struktur gedung pada lantai 5 sampai 17 adalah tipikal. Gedung dibangun dengan menggunakan struktur baja diselubungi beton dengan metode cor di tempat. Tugas Akhir ini akan memodifikasi struktur beton bertulang dengan struktur beton baja komposit.



Gambar 1 Denah Hotel Amaris Surabaya



Gambar 2 Tampak Hotel Amaris Surabaya

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Rumusan Masalah Utama

Rumusan masalah utama dari tugas akhir ini adalah:

1. Bagaimana merencanakan modifikasi gedung Hotel Amaris Surabaya dengan menggunakan struktur komposit beton baja?

1.2.2 Rincian Permasalahan

Rumusan masalah secara detail dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur gedung Hotel Amaris Surabaya?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan Hotel Amaris Surabaya?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat komposit, balok anak, dan tangga?
4. Bagaimana memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantu ETABS 2016?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer komposit beton baja yang meliputi balok induk dan kolom?
6. Bagaimana merencanakan sambungan balok dan kolom?
7. Bagaimana merencanakan pondasi dengan keadaan tanahnya?
8. Bagaimana metode pelaksanaan proyek konstruksi Hotel Amaris Surabaya?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah:

1. Melakukan modifikasi gedung Hotel Amaris Surabaya dengan menggunakan struktur komposit beton baja.

1.3.2 Rincian Tujuan

Tujuan secara detail dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur gedung Hotel Amaris Surabaya.
2. Menghitung pembebanan struktur Hotel Amaris Surabaya.

3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat komposit, balok anak dan tangga.
4. Memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantu ETABS 2016.
5. Merencanakan struktur primer struktur komposit beton baja yang meliputi balok induk dan kolom.
6. Merencanakan sambungan balok dan kolom.
7. Merencanakan pondasi dengan keadaan tanahnya.
8. Merencanakan metode pelaksanaan proyek konstruksi Hotel Amaris Surabaya.
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalahnya dari tugas akhir ini adalah:

1. Elemen struktur komposit berupa plat, balok induk dan kolom.
2. Tidak membahas analisa biaya dan waktu.
3. Tidak menghitung dan menganalisa detail beban sesuai urutan pelaksanaan.
4. Hanya menuliskan metode pekerjaan struktur secara umum.
5. Tidak meliputi utilitas bangunan, sanitasi, mechanical, electrical dan plumbing (MEP), serta finishing.
6. Tidak menghitung bentonite pile pada basement.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari pengerjaan Tugas Akhir ini adalah Menambah wawasan mengenai desain struktur komposit beton baja pada gedung tinggi (High Rise Building), sehingga suatu saat dapat dijadikan pertimbangan untuk perencanaan gedung tinggi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perancangan tugas akhir ini menggunakan sistem struktur komposit beton baja untuk struktur utama balok dan kolom sedangkan struktur sekunder seperti plat menggunakan bondek dan tangga menggunakan baja. Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang, dimana pondasi ini cocok untuk daerah yang jenis tanahnya adalah lempung.

2.2 Struktur Komposit

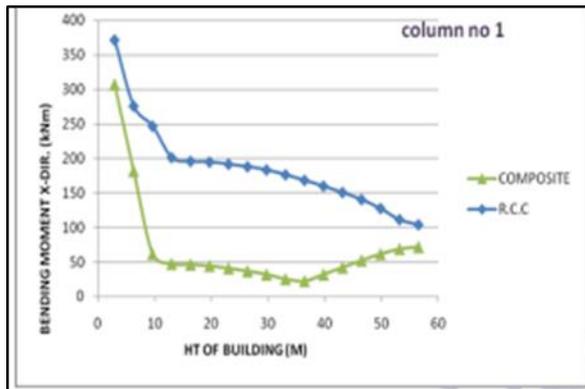
Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Aksi komposit pada struktur komposit beton baja terbentuk dengan adanya interaksi antara komponen-komponen struktur beton dan baja yang masing-masing karakteristik dasar materialnya dimanfaatkan secara optimal. Karakteristik penting yang dimiliki baja adalah: kekuatan yang tinggi; modulus elastisitas yang tinggi; daktilitas yang tinggi, sedangkan karakteristik beton adalah: ketahanan yang baik terhadap api; mudah dibentuk; murah.

Kombinasi dari baja dan beton telah menjadi standar metode konstruksi untuk gedung bertingkat di beberapa negara. Alasannya adalah karena struktur komposit paling cocok digunakan untuk menahan beban gempa berulang, yang memerlukan ketahanan dan daktilitas tinggi, serta efektif untuk bentang panjang. Elemen komposit seperti balok, kolom maupun plat, memiliki kualitas dan daya tahan tinggi dan efektif untuk bentang 12 m hingga 20 m. (Samhal, 2015). Struktur komposit dirancang untuk memfasilitasi perencanaan dengan fleksibilitas yang lebih besar.

Banyak gedung bertingkat yang telah dibangun dalam beberapa tahun terakhir di Hong Kong, contohnya Manulife Tower dan Cheung Kong Center (Tipe single-tower), Shun Tak Center dan Time Square (Tipe multi-tower). Kebanyakan gedung-gedung tersebut menggunakan struktur komposit beton-baja. Hanya sedikit kolom yang berada di lantai dasar untuk menciptakan lobby yang luas. Bracing eksternal jarang digunakan agar tidak menutupi pemandangan luar yang bernilai jual tinggi (Wong, 2003).

Shah dan Pajgade (2013) menyebutkan beberapa keuntungan lain dari struktur komposit dibandingkan struktur beton bertulang konvensional, diantaranya:

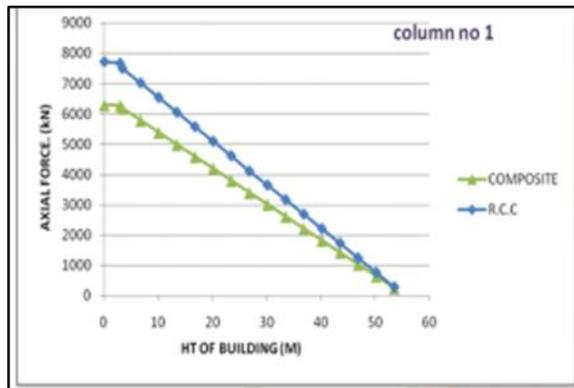
1. Terdapat penurunan momen tekuk pada kolom sumbu x.



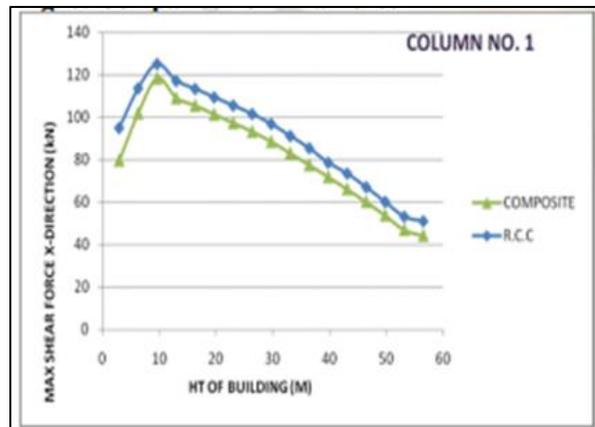
Gambar 3 Perbandingan momen tekuk pada kolom sumbu x.

(Sumber: Comparison of R.C and Composite Multistoried Buildings, 2013)

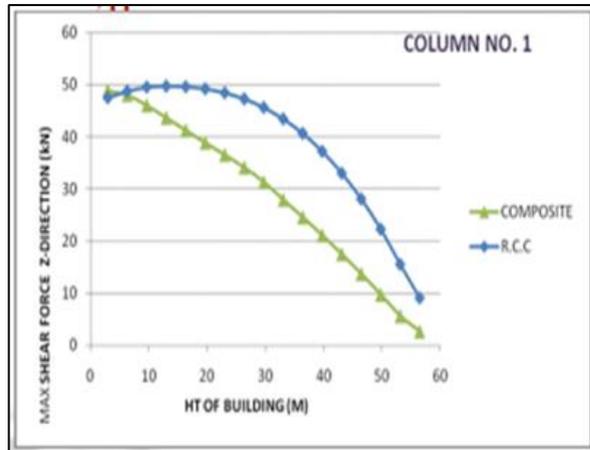
2. Gaya aksial dan gaya geser yang terjadi pada struktur komposit lebih kecil daripada struktur beton bertulang konvensional.



Gambar 4 Perbandingan gaya aksial pada struktur



Gambar 5 Perbandingan gaya geser arah x



Gambar 6 Perbandingan gaya geser arah y
(Sumber: Comparison of R.C and Composite Multistoried Buildings, 2013)

3. Struktur komposit lebih ekonomis dibandingkan struktur beton bertulang konvensional.
4. Konstruksi struktur komposit yang lebih cepat dari struktur beton bertulang konvensional, memudahkan pengembalian modal investasi yang juga lebih cepat.
5. Berat dari struktur komposit lebih ringan daripada beton bertulang konvensional sehingga mengurangi biaya pondasi.
6. Struktur komposit merupakan solusi terbaik untuk gedung bertingkat.

Elemen-elemen struktur komposit dapat berupa balok komposit, kolom komposit, dan juga pelat komposit.

2.3 Balok Komposit

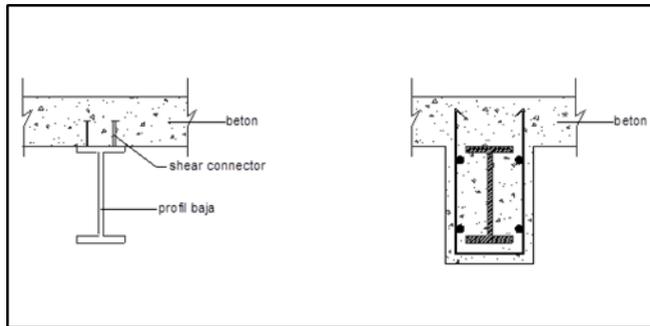
Balok merupakan elemen struktur yang menerima beban lentur. Balok komposit beton-baja memiliki kekuatan yang bergantung pada interaksi mekanis antara material baja dan beton. Terdapat dua tipe balok komposit yaitu:

a. Balok komposit dengan penghubung geser

Pada balok komposit dengan penghubung geser, aksi komposit diperoleh dari mekanisme interlocking antara penghubung geser mekanis dan pelat beton.

b. Balok baja yang diberi selubung beton

Pada balok baja yang diberi selubung beton, aksi komposit diperoleh dari mekanisme lekatan dan friksi disepanjang permukaan atas profil baja yang terkekang di dalam beton dan mekanisme tahanan geser pada bidang antara pelat beton dan selubung beton disekitar profil baja. Pada struktur ekspose, balok baja yang diberi selubung beton lebih diminati karena memberi kesan rapi dan kokoh.



Gambar 7 Balok komposit dengan penghubung geser (kiri) dan balok baja yang diberi selubung beton (kanan).

(Sumber: Struktur Komposit, 2010)

Dalam perencanaan tugas akhir ini, digunakan balok komposit dengan penghubung geser.

2.4 Kolom Komposit

Kolom adalah komponen struktur yang menyalurkan beban tekan aksial dengan atau tanpa momen ke struktur pondasi. Struktur kolom komposit merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat dengan gelagar baja profil pada arah memanjang. Kolom komposit akan dapat menahan beban yang lebih besar

dibandingkan kolom beton bertulang konvensional dengan ukuran yang sama. Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 12.3.1, kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan sebanyak 5 kriteria, yaitu:

1. Kriteria luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.
2. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi memberi kekangan pada beton. Jarak antar pengikat lateral tidak boleh melebihi $2/3$ dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas minimum penampang tulangan transversal (atau longitudinal) tidak boleh kurang dari $0,18 \text{ mm}^2$ untuk setiap mm jarak antar tulangan transversal (atau longitudinal) terpasang. Tebal bersih selimut beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal minimal sebesar 40 mm.
3. Mutu beton yang digunakan tidak lebih tinggi daripada 55 Mpa dan tidak kurang dari 21 MPa untuk beton normal dan tidak kurang dari 28 MPa untuk beton ringan.
4. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh melebihi 380 MPa.
5. Tebal minimum dinding pipa baja atau penampang baja berongga yang diisi beton adalah $b\sqrt{f_y/3E}$ untuk setiap sisi selebar b pada penampang persegi dan $D\sqrt{f_y/8E}$ untuk penampang bulat yang mempunyai diameter luar D.

Terdapat dua tipe kolom komposit berdasarkan materialnya, yaitu:

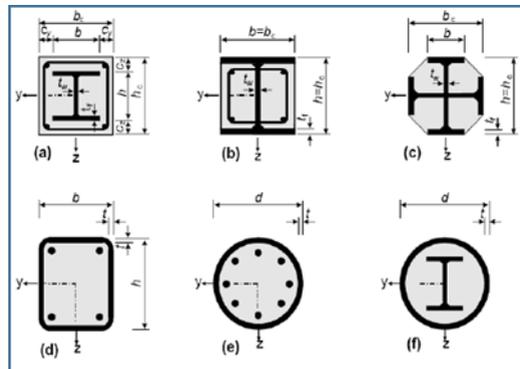
a. Kolom baja berintikan beton

Kolom baja berintikan beton adalah kolom komposit yang terdiri dari penampang baja berongga yang berisi beton. Pada tipe kolom baja berintikan beton kehadiran material baja dapat

meningkatkan kekuatan dari beton serta beton dapat menghalangi terjadinya lokal buckling pada baja. (Nobel, 2014)

b. Kolom baja terselubung beton

Kolom baja terselubung beton adalah kolom komposit terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton disekelilingnya. Pada tipe kolom beton berinti baja, penambahan selubung beton dapat menunda terjadinya kegagalan lokal buckling pada profil baja serta berfungsi sebagai material penahan api, sementara itu material baja disini berfungsi sebagai penahan beban yang terjadi setelah beton gagal.



Gambar 8 Tipe Kolom Komposit

(Sumber: Design and Analysis of Steel-Concrete Composite, 2008)

Berdasarkan bentuknya, kolom memiliki dua jenis yang umum digunakan yaitu kolom bulat dan kolom persegi. Kolom bulat dibangun dengan tulangan longitudinal dan tulangan pengikat spiral atau tulangan pengikat lateral. Kolom ini memiliki bentuk yang lebih bagus daripada persegi namun pembuatannya lebih sulit dan penggunaan tulangan longitudinalnya kurang efektif saat menerima momen lentur.

Kolom persegi dibangun dengan tulangan longitudinal dan tulangan pengikat lateral (senggang). Kolom ini merupakan bentuk yang paling banyak digunakan, mengingat pembuatannya lebih mudah dan sederhana serta penggunaan tulangan longitudinal yang lebih efektif dalam menerima beban lentur. Hasil penelitian tentang perbandingan kolom persegi dan kolom bulat oleh Farisi (2012) menyatakan bahwa dengan luas penampang (A_g) yang sama, kolom persegi merupakan kolom yang lebih efisien dibandingkan kolom bulat karena memerlukan jumlah tulangan yang lebih sedikit.

Tulangan baja dalam kolom komposit yang umum digunakan ada tiga yaitu H beam, Queen cross dan King cross. Saat digunakan sebagai kolom, King cross dapat menahan beban aksial yang lebih tinggi dibandingkan H beam dan Queen cross. Selain itu, dibandingkan dengan H beam dan Queen cross, King cross memiliki momen inersia yang lebih besar. Untuk meningkatkan kapasitas kelangsingan, momen inersia yang besar diperlukan agar tidak terjadi tekuk pada bidang tekan. Pada king cross, momen inersia sumbu x dan y-nya hampir sama, sehingga tidak menghasilkan sumbu lemah (Gunungsteel, 2017).

Dalam perencanaan tugas akhir ini, digunakan profil baja kingcross sebagai tulangan pada kolom persegi.

2.5 Sambungan Balok Kolom

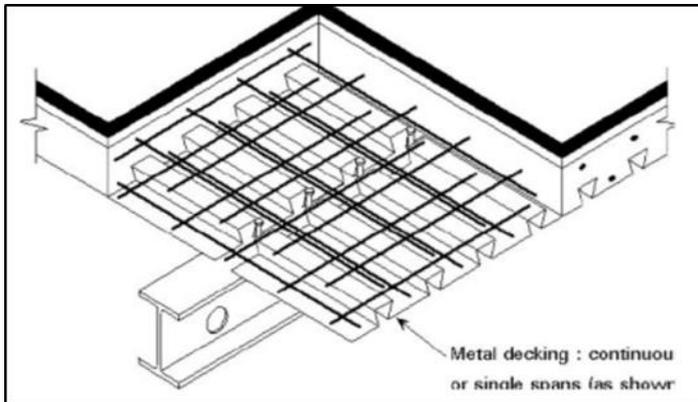
Sambungan balok kolom adalah salah satu bagian yang kritis pada bangunan gedung tahan gempa. Sambungan ini memiliki kapasitas geser yang terbatas dalam menerima beban sehingga ketika beban gempa bekerja pada sambungan, maka sambungan tersebut menjadi rusak (Iskandar, 2014). Bila kapasitas geser pada bidang pertemuan balok kolom ini tidak mencukupi, keretakan dapat terjadi dan peluang kegagalan struktur semakin besar. Sambungan memiliki sifat pemencaran energi yang spesifik. Saat terjadi gempa, sambungan balok kolom akan menerima gaya geser yang sangat besar. Gaya geser ini dapat mengakibatkan keruntuhan pada inti panel joint baik karena

dilampauinya kapasitas geser atau karena hancurnya lekatan dari tulangan atau akibat dari keduanya. (Lillyantina, 2008).

Terdapat dua metode yang digunakan pada sambungan balok kolom yaitu las dan baut. Iskandar (2014) telah meneliti perbandingan kinerja sambungan balok kolom komposit dengan model sambungan tulangan balok masuk ke dalam kolom komposit (baut) dengan model sambungan tulangan balok dilas pada casing baja kolom komposit. Hasil dari penelitian tersebut menyatakan bahwa model sambungan baut memiliki kinerja yang cukup baik dan stabil terhadap pembebanan siklik dibandingkan dengan model las. Sehingga model baut merupakan salah satu tipe sambungan yang cukup baik digunakan dalam bangunan tahan gempa. Namun pada sambungan yang diberi selubung beton, model las memiliki kekuatan yang sama dengan beton sehingga lebih efektif menggunakan sambungan las.

2.6 Plat Komposit

Pelat lantai komposit adalah sistem pelat lantai yang terdiri dari lembaran tipis baja berprofil atau bergelombang yang dikombinasikan dengan campuran beton. Perkembangan struktur komposit juga dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif pada pelat beton. Penggunaan dek baja yang dipasang arah tegak lurus dengan balok untuk menahan gaya lateral dan dan bekerja sebagai pelat satu arah (oneway slab).



Gambar 9 Plat Komposit

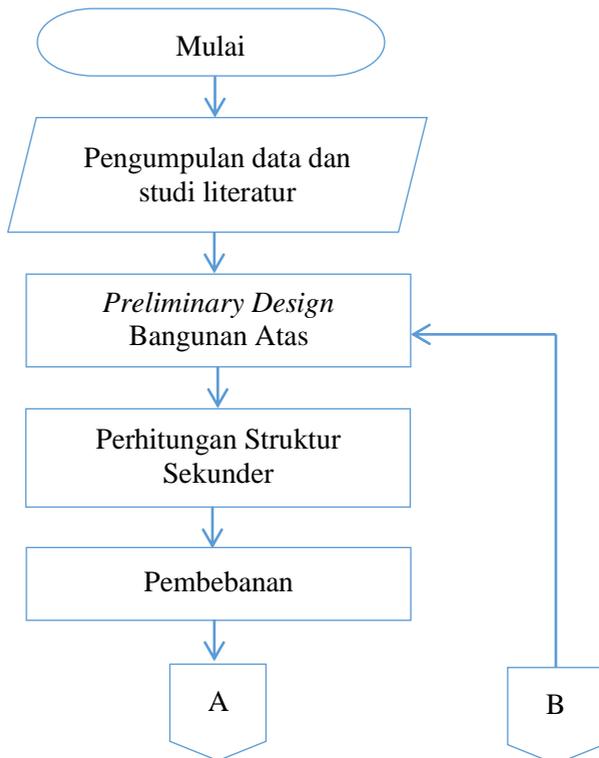
BAB III METODOLOGI

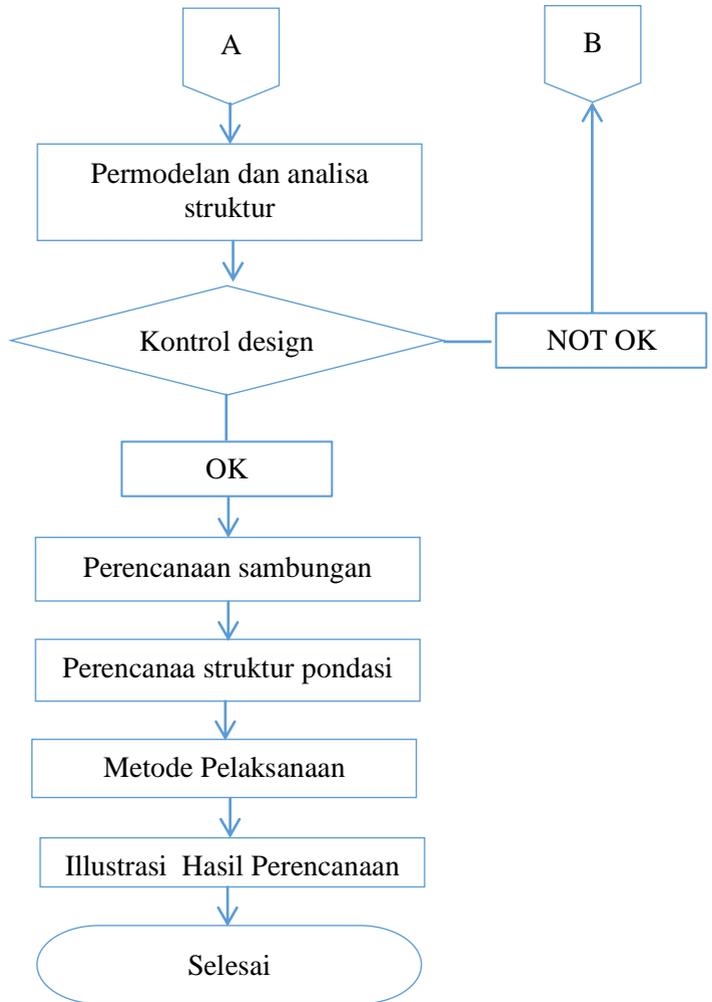
3.1 Umum

Penyelesaian tugas akhir memerlukan penyusunan langkah-langkah yang tepat, dimulai dari pengumpulan data perencanaan hingga penggambaran akhir. Langkah-langkah tersebut diharapkan dapat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini.

3.2 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Berikut merupakan diagram alir langkah pengerjaan tugas akhir ini :





Gambar 10 *Flow Chart* Langkah Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Berdasarkan *flow chart* di atas, metodologi secara terperinci adalah sebagai berikut :

3.3.1 Studi Literatur

Studi literatur mengenai struktur komposit beton baja dari berbagai sumber yang terbaru, asli dan relevan sebagai acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983
- b. RSNI 03-1727-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung
- c. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung
- d. SNI 03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung
- e. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
- f. Buku Ajar Struktur Baja 1 (Marwan dan Isdarmanu, 2006)
- g. Buku Daya Dukung Pondasi Dalam (Wahyudi, 2013)

3.3.2 Pengumpulan Data

Mempelajari data eksisting sebagai bahan pertimbangan dalam memodifikasi. Data yang digunakan untuk pengerjaan Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Nama Gedung : Hotel Amaris Surabaya
2. Lokasi : Kota Surabaya
3. Fungsi : Hotel
4. Jumlah Lantai : 17 Lantai
5. Tinggi Gedung : 54,5 m
6. Material Struktur : Beton Bertulang
7. Kondisi Tanah : Tanah Lunak

3.3.3 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013, berupa:

1. Dimensi balok, pelat dan kolom
2. Denah bangunan
3. Jumlah lantai
4. Jenis struktur utama
5. Lokasi proyek
6. Fungsi bangunan
7. Data material
8. Basement

3.3.4 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi:

1. Perencanaan pelat lantai (SNI 2847:2013 Pasal 9.5)
2. Perencanaan tangga
3. Perencanaan balok lift (SNI 1729:2015 pasal F-1)
4. Perencanaan balok anak (SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 Tabel 9.5(a))

3.3.5 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada pada struktur yang dihitung berdasarkan PPIUG 1983 mengenai Peraturan Pembebanan, SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung. Pembebanan yang digunakan antara lain :

1. Beban Mati

Beban mati terdiri atas berat seluruh material elemen struktur pembangun gedung serta perlengkapan permanen di dalam gedung berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

2. Beban Hidup

Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi atau beban akibat fenomena alam seperti beban angin, beban salju, beban hujan, dan beban akibat banjir. Beban hidup untuk bangunan sekolah atau perkuliahan adalah sebesar 250 kg/m^2 , lahan parkir sebesar 400 kg/m^2 , balkon (kantilever) sebesar 300 kg/m^2 dan untuk beban diatap adalah sebesar 100 kg/m^2 .

3. Beban Angin

Analisa beban angin pada gedung ini mengacu pada SNI 1727:2013 tabel 27.2-1.

4. Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh gerakan tanah akibat beban gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya yang terjadi di dalam struktur tersebut terjadi akibat gerakan tanah akibat gempa tersebut. Gempa rencana ditetapkan berdasarkan respon spectrum desain SNI 1726:2012 dimana langkah langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Menentukan kategori resiko bangunan gedung I-IV (SNI 1726:-2012 Pasal 4.1.2)
2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)
3. Menentukan parameter percepatan tanah (SS,S1) (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)
4. Menentukan klasifikasi situs (SA-SF) (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)
5. Menentukan faktor koefisien situs (Fa, Fv) (SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

6. Menghitung parameter percepatan desain (SDS,SD1) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)
7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)
8. Memilih faktor Koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd)dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2).
9. Melakukan analisis statik ekuivalen (SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1).
10. Melakukan analisis modal respon spectrum

Kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1, yaitu:

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L$
3. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4. $U = 1,0 D + 1,0 L$
5. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan:

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

3.3.6 Pemodelan dan Analisa Struktur Utama

Melakukan pemodelan struktur menggunakan program bantu ETABS 2016 yang direncanakan sebagai struktur ruang tiga dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur utama.

3.3.7 Kontrol Struktur

Melakukan kontrol kemampuan struktur keseluruhan dari perencanaan yang sudah dilakukan. Struktur dikontrol berdasarkan SNI 1726:2012 agar mampu memikul gaya-gaya yang terjadi. Kontrol struktur meliputi :

1. Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum, V_t , sebaiknya tidak kurang dari 85% (fixed base) dan 80% (base isolation) nilai gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen, V . Bila nilai $V_t < V$, nilai V_t harus dikalikan dengan $0,85 V/V_t$ (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1)

3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x , δ_x , dapat dihitung dengan Persamaan (3.23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 5.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, h_{sx} , pada Tabel 16.

3.3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama

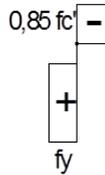
Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan. Desain elemen struktur primer dikontrol berdasarkan SNI 1729:2015 agar mampu memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

1. Balok

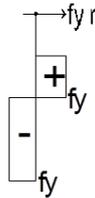
Balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton selama memenuhi SNI 03-1729-2002 Pasal 12.2.8.

Prinsip Dasar perhitungan

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen-positip balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c'$ → merata
 - Tegangan pada baja = f_y → tarik atau tekan : merata



- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatip balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0
 - Tegangan tarik pada tulangan = f_{yr}
 - Tegangan pada baja = f_y → tekan atau tarik: merata.



- Distribusi tegangan elastis → distribusi linear
 - Tegangan maximum tekan pada beton = $0,85 f_c'$
 - Tegangan maximum pada baja = f_y → tekan atau tarik



Lebar Efektif Pelat Beton ($= b_{eff}$) :

Balok tengah :

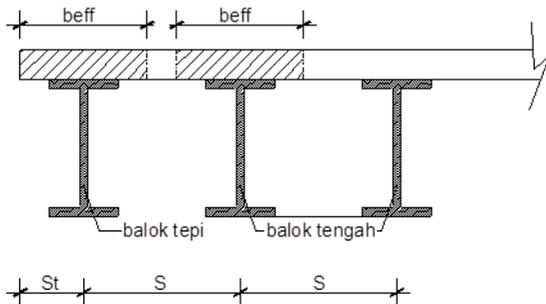
$$b_{eff} \leq \frac{L}{4}$$

$$\leq S$$

Balok tepi :

$$b_{eff} \leq \frac{L}{8} + St$$

$$\leq \left(\frac{S}{2} + St \right)$$



Kekuatan Lentur Balok Komposit dengan Penghubung Geser ($= \phi_b M_n$)

(1) Kekuatan Lentur Positif

a). Untuk penampang berbadan kompak $\left(\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right)$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis. ($\phi_b = 0,85$)

b). Untuk penampang berbadan tidak kompak $\left(\frac{h}{t_w} > \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right)$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan tegangan elastis. Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama. ($\phi_b = 0,90$)

(2) Kekuatan Lentur Negatif

- a). Kekuatan Lentur negatif dihitung dengan mengabaikan aksi komposit. Jadi kekuatan lentur negatif penampang komposit = kekuatan lentur negatif penampang baja saja. ($\phi_b = 0,90$)
- b). Sebagai alternatif, untuk balok dengan penampang kompak dan tidak langsing, kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis dengan ikut mempertimbangkan pengaruh tulangan baja di sepanjang lebar efektif pelat beton. ($\phi_b = 0,85$)

(3) Kekuatan Balok Komposit yang Berselubung Beton ($=\phi_b M_n$)

- a). Kekuatan lentur berdasarkan super posisi tegangan elastis pada baja dan beton yang memperhitungkan adanya tumpuan sementara. ($\phi_b = 0,90$)
- b). Sebagai alternatif, kekuatan lentur dapat ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis dengan penampang baja saja. ($\phi_b = 0,90$)

Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Untuk struktur tanpa perancah, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk memikul semua pembebanan yang ada selama pelaksanaan.

Kuat Geser Rencana Balok Komposit

Kuat geser rencana ($=\phi_s V_n$) ditentukan berdasarkan kuat geser badan penampang baja saja. ($\phi_b = 0,90$)

- Untuk $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow V_n = 0,6 f_y \cdot A_w$

- Untuk $\frac{1100}{\sqrt{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{1370}{\sqrt{f_y}} \rightarrow V_n = 0,6 f_y \cdot A_w \cdot \frac{1100 \cdot t_w}{h \sqrt{f_y}}$
- Untuk $\frac{h}{t_w} > \frac{1370}{\sqrt{f_y}} \rightarrow V_n = \frac{900000 \cdot A_w}{(h/t_w)^2}$

- Pasal 8.8. edisi 2000 :

Dimana : f_y = tegangan leleh (MPa)

A_w = luas badan balok baja

Kuat geser :

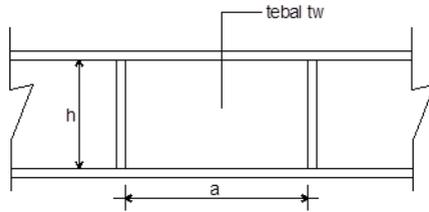
$$- \text{ Untuk } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow V_n = 0,6 f_y \cdot A_w$$

Dimana $k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$, A_w = luas kotor pelat badan

$$- \text{ Untuk } 1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow$$

$$\rightarrow V_n = 0,6 f_y \cdot A_w \left[1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \right] \cdot \frac{1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

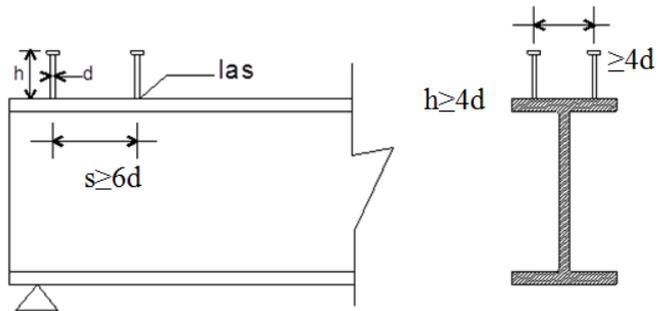
$$\text{ Untuk } \frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow V_n = \frac{0,9 \cdot A_w \cdot K_n \cdot E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$



Kekuatan Penghubung Geser (Shear-Connector)

a). Kekuatan Shear-Connector stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} (\sqrt{f_c} \cdot E_c) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u$$



$r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa

$r_s \leq 1,00$ untuk deck baja gelombang

A_{sc} = luas penampang Shear-Connector.

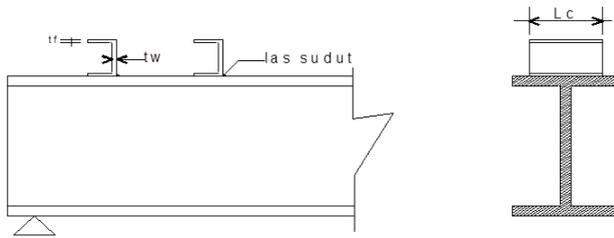
$$= \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

E_c = Modulus elastisitas beton

b). Kekuatan Shear-Connector baja kanal

□

c). Jumlah Shear-Connector yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu



$$n = \frac{V_h}{Q_n}$$

dimana: V_h = Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer Shear-Connector.

Gaya Geser Horizontal Total (=Vh) → Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

a). Pada daerah momen positif:

Gaya geser horizontal total pada daerah $M = 0$ dan $M(+)$ maximum adalah nilai terkecil dari:

- 1) $0,85 f_c' \cdot A_c \rightarrow$ beton
- 2) $A_s \cdot f_y \rightarrow$ profil baja
- 3) $\Sigma Q_n \rightarrow$ shear connection

b). Pada daerah momen negatif

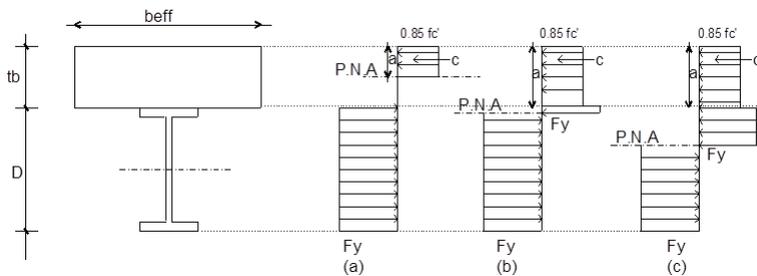
Gaya geser horizontal total pada daerah $M = 0$ dan $M(-)$ maximum adalah nilai terkecil dari :

- 1) $A_r \cdot f_{yr}$
- 2) ΣQ_n

Dimana: $A_r =$ tulangan tarik pada pelat beton
 $f_{yr} =$ tegangan leleh tulangan.

- Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total V_h ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja.
- Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal V_h ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai ΣQ_n).

❖ Kuat Lentur Positif



Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif

- PNA pada beton
- PNA pada flens baja
- PNA pada badan baja

- Besarnya Gaya Tekan “C” pada pelat beton adalah nilai terkecil dari:

$$C_1 = A_s \cdot F_y \rightarrow \text{PNA pada beton : (a)}$$

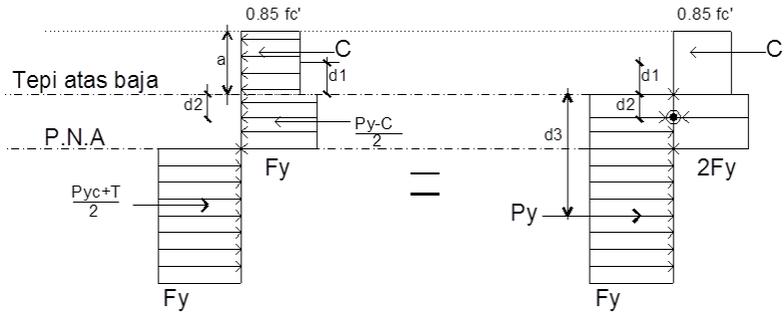
$$C_2 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c \rightarrow \text{PNA pada baja : (b),}$$

$$C_3 = \Sigma Q_n \rightarrow \text{Komposit parsial (c)}$$

- Tinggi tekan efektif pada pelat beton adalah :

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{\text{eff}}}$$

- Momen Positif Nominal M_n :
- $M_n = C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2)$



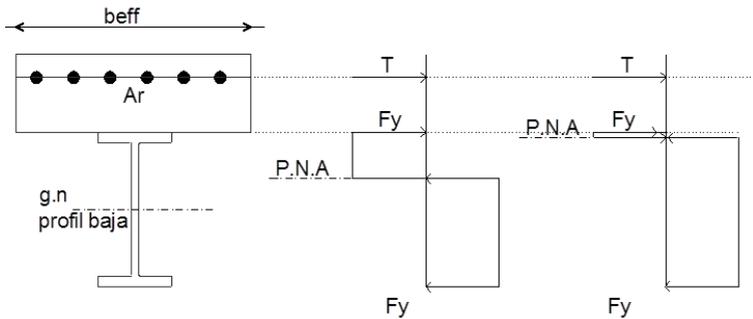
Dimana :

$$P_y = A_s \cdot F_y$$

$$C = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_{ef}$$

$$d_3 = \frac{D}{2}$$

❖ **Kuat Lentur Negatif :**



Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif

- PNA pada badan baja
- PNa pada flens baja

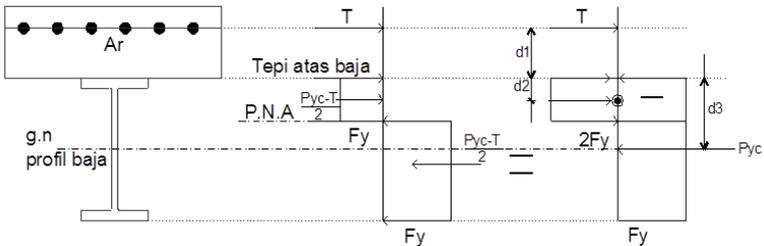
- Besarnya gaya tarik “T” pada tulangan pelat beton adalah nilai terkecil dari:

$$T = A_r \cdot F_{yr} \rightarrow \text{PNA pada baja: } (a),$$

Dimana A_r = luas tulangan tarik di daerah b_{eff} .

F_{yr} = tegangan leleh tulangan.

- Momen negatif nominal M_n :



$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_{yc} (d_3 - d_2)$$

Dimana $P_{yc} = A_s \cdot f_y$

$$T = A_r \cdot F_{yr}$$

$$d_3 = \frac{D}{2}$$

2. Kolom

Dalam perencanaan kolom, kriteria kolom komposit beton baja bagi komponen struktur tekan harus memenuhi SNI 03-1729-2002 Pasal 12.3.1. Kuat aksial rencana kolom komposit diatur dalam SNI 03-1729-2002 Pasal 12.3.2. Interaksi beban aksial dan lentur pada komponen struktur komposit ditentukan berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 12.5.

Kolom komposit terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (= kolom baja berselubung beton).



• **Batasan : (Pasal 12.3.1)**

- Luas penampang baja $\geq 4\%$ luas penampang komposit total $\rightarrow A_s \geq 4\% A_g$.
- Kolom baja berselubung beton harus diberi tulangan longitudinal dan tulangan lateral minimum sebesar $0,18 \text{ mm}^2/\text{mm}$ spasi tulangan.
- Beton: $21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 55 \text{ MPa}$.
- Baja dan baja tulangan : $f_y \leq 380 \text{ MPa}$ (untuk perhitungan).
- Tebal minimum dinding penampang baja berongga.

➤ Penampang persegi : $t_{\min} = b \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$

➤ Penampang bulat : $t_{\min} = D \sqrt{\frac{f_y}{8E}}$

- **Kekuatan Aksial Kolom Komposit ($\phi_c = 0,85$)**

Adalah = $\phi_c \cdot N_n$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr} = A_s \cdot \frac{f_{my}}{w}$$

Untuk $\lambda_c \leq 0,25 \rightarrow w = 1$

$$\text{Untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow w = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

Untuk $\lambda_c \geq 1,2 \rightarrow w = 1,25 \lambda_c^2$

Dimana:

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{r_m \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}}$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 \cdot f_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E_s + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \rightarrow E_c = 0,041 \cdot W^{1,5} \cdot \sqrt{f_c}$$

r_m = jari-jari girasi modifikasi, mm

f_{my} = f_y modifikasi, MPa

f_{yr} = f_y reinforcement (tulangan), MPa

E_m = E modifikasi, MPa

W = berat jenis beton, kg/m³

A_r = luas tulangan, mm²

➤ Untuk pipa baja diisi beton:

$$C_1 = 1,0, C_2 = 0,85, C_3 = 0,4$$

➤ Untuk profil baja yang diberi selubung beton

$$C_1 = 0,7, C_2 = 0,6, C_3 = 0,2$$

- **Kombinasi Aksial dan Lentur**

a) Untuk $\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} \geq 0,2;$

$$\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

b) Untuk $\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} < 0,2;$

$$\frac{N_u}{2\phi_c \cdot N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Dimana:

$$\phi_c = 0,85$$

$$\phi_b = 0,90$$

3.3.9 Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan terhadap sambungan. Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh buruk terhadap struktur lain. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan (SNI 1729:2015) berikut:

- Gaya-dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan;
- Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan;
- Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

3.3.10 Perencanaan Pondasi

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Poer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang. Untuk merencanakan pondasi diperlukan perhitungan beban struktur atas secara keseluruhan lalu beban diteruskan ke struktur bawah. Langkah-langkah pengerjaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah menggunakan data tanah hasil SPT.
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (tiang pancang).
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
5. Merencanakan pile cap (SNI 03-2847-2013).
6. Kontrol hasil perhitungan.

3.3.11 Metode Pelaksanaan

Setelah perencanaan dan perhitungan struktur atas dan bawah dilakukan, diperlukan urutan pelaksanaan konstruksi yang tertuang dalam metode pelaksanaan. Metode pelaksanaan akan menggambarkan secara umum proses pekerjaan mulai dari awal hingga akhir pekerjaan struktur.

3.3.12 Penggambaran Hasil Perencanaan

Hasil modifikasi perencanaan struktur baik dari struktur sekunder dan utama dituangkan dalam gambar teknik sesuai hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu AutoCAD sesuai standar yang ada.

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER DAN PRELIMINARY DESIGN

4.1 Data Perencanaan

Data perencanaan Hotel Amaris Surabaya yang digunakan untuk pengerjaan Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Tipe Gedung : Hotel
2. Lokasi : Kota Surabaya
3. Fungsi : Hotel
4. Jumlah Lantai : 17 Lantai
5. Tinggi Gedung : 54,5 m
6. Material Struktur : Komposit Beton Baja
7. Mutu Beton Kolom : $f'c$ 40 MPa
8. Mutu Beton Balok : $f'c$ 30 MPa
9. Mutu Beton Plat : $f'c$ 30 MPa
10. Mutu Baja : BJ 41

4.1.1 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1989)
 - Berat sendiri beton : 2400 kg/m³
 - Adukan Finishing/cm : 21 kg/m³
 - Tegel : 24 kg/m²
 - Dinding bata ringan : 600 kg/m³
 - Plafond : 11 kg/m²
 - Penggantung : 7 kg/m²
 - Plumbing+ Ducting : 30 kg/m²
- Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)
 - Lantai Atap : 96 kg/m²
 - Lantai Lobby : 479 kg/m²
 - Lantai Kamar : 192 kg/m²
 - Lantai Basement : 479 kg/m²
 - Pelat Tangga : 479 kg/m²

2. Beban Gempa

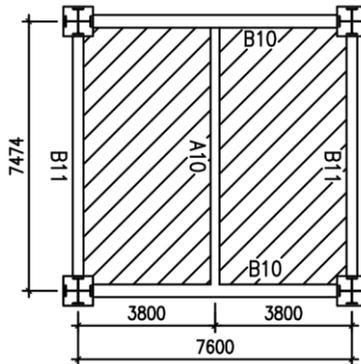
Beban gempa sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat menggunakan bondeks dengan tabel perencanaan praktis yang ada di brosur Super Floor Deck untuk bentang balok menerus. Spesifikasi yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai adalah sebagai berikut:

- Bondeks menggunakan tebal 0,75 mm
- Beton menggunakan mutu $f'c = 30$ Mpa

4.2.1. Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 11 Detail Plat Atap Tipe 1

1. Beban Mati (PPIUG 1989)

- Berat spesi 2 cm $= 2 \times 21$ $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Berat *ducting* dan *plumbing* $= 30 \text{ kg/m}^2$ +
- $$q_{Dtotal} = 90 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai atap $q_{Latap} = 96 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

$$\begin{aligned} Q_u &= q_D + q_L \\ &= 90 + 96 \\ &= 186 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data-data perencanaan bondek pada pelat atap tipe 1:

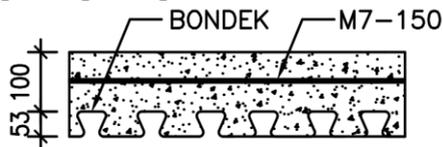
- Bentang 3,8 m
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat beton 8 cm, dan tulangan negatif 1,78 cm²/m. Pada pelaksanaan di lapangan, pelat beton adalah 10 cm.

5. Menentukan tulangan negatif

Digunakan tulangan wiremesh M7 150x150 ($A_s = 0,385 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

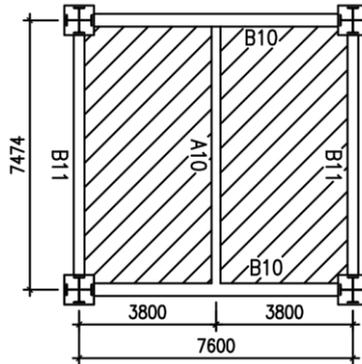
- $n = \frac{A_s \text{ min.}}{A_s} = \frac{1,78}{0,385} = 4,6 \approx 5$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{5} = 200$ mm
- Jadi dipasang tulangan negatif M7 – 150



Tabel 1 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Tipe Pelat	Bentang	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1	3,8 m	10 cm	M7 – 150
2	2,287 m	10 cm	M7 – 150

4.2.2. Perencanaan Pelat Lantai Kamar (Lantai 3-14)



Gambar 12 Detail Plat Kamar Tipe 1

1. Beban Mati (PPIUG 1989)

- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Tegel = 24 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 114 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai kamar $q_{Lkamar} = 192 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

$$\begin{aligned} Q_u &= q_D + q_L \\ &= 114 + 192 \\ &= 306 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data-data perencanaan bondek pada pelat kamar tipe 1:

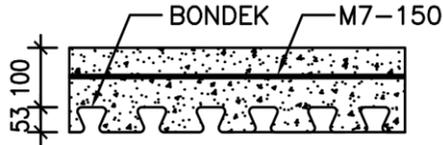
- Bentang 3,8 m
- Beban berguna = 400 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat beton 10 cm, dan tulangan negatif 2,32 cm²/m

5. Menentukan tulangan negatif

Digunakan tulangan wiremesh M7 150x150 ($A_s = 0,385 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

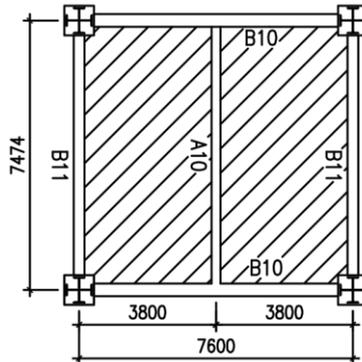
- $n = \frac{A_s \text{ min.}}{A_s} = \frac{2,32}{0,385} = 6$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 166,6 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif M7 – 150



Tabel 2 Rekapitulasi Perhitungan Plat Kamar

Tipe Pelat	Bentang	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1	3,8 m	10 cm	M7 – 150
2	2,287 m	10 cm	M7 – 150

4.2.3. Perencanaan Pelat Lantai Lobby



Gambar 13 Detail Plat Lobby Tipe 1

1. Beban Mati (PPIUG 1989)

- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Tegel = 24 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 114 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai lobby $q_{Llobby} = 479 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

$$\begin{aligned}
 Q_u &= q_D + q_L \\
 &= 114 + 479 \\
 &= 593 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4. Data-data perencanaan bondek pada pelat lobby tipe 1:

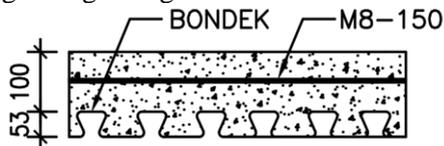
- Bentang 3,8 m
- Beban berguna = 600 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat beton 10 cm, dan tulangan negatif 3 cm²/m.

5. Menentukan tulangan negatif

Digunakan tulangan wiremesh M8 150x150 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

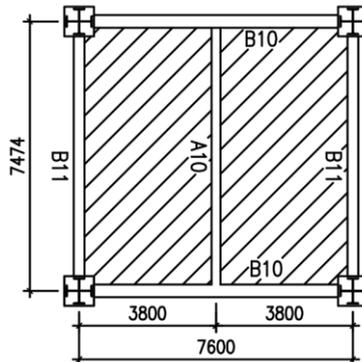
- $n = \frac{A_s \text{ min.}}{A_s} = \frac{3}{0,503} = 5,9 \approx 6$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 166,6 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$.
- Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 150



Tabel 3 Rekapitulasi Perhitungan Plat Lobby

Tipe Pelat	Bentang	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1	3,8 m	10 cm	M8 – 150
2	2,287 m	10 cm	M7 – 150

4.2.4. Perencanaan Pelat Lantai Parkir

**Gambar 14** Detail Plat Parkir Tipe 1

1. Beban Mati (PPIUG 1989)

- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Tegel = 24 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 114 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai atap $q_{Lparkir} = 479 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

$$\begin{aligned}
 Q_u &= q_D + q_L \\
 &= 114 + 479 \\
 &= 593 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4. Data-data perencanaan bondek pada pelat parkir tipe 1:

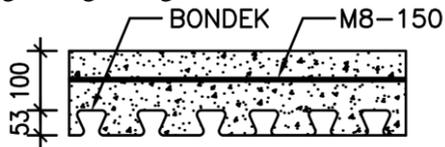
- Bentang 3,8 m
- Beban berguna = 600 kg/m^2
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat beton 10 cm, dan tulangan negatif $3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5. Menentukan tulangan negatif

Digunakan tulangan wiremesh M8 150x150 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

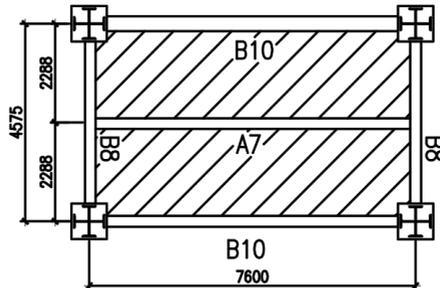
- $n = \frac{A_s \text{ min.}}{A_s} = \frac{3}{0,503} = 5.9 \approx 6$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 166.6 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$.
- Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 150



Tabel 4 Rekapitulasi Perhitungan Plat Pakir

Tipe Pelat	Bentang	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1	3,8 m	10 cm	M8 – 150
2	2,287 m	10 cm	M7 – 150

4.2.5. Perencanaan Pelat Ruang Mesin Lift



Gambar 15 Detail Plat Ruang Mesin Lift

1. Beban Mati (PPIUG 1989)

- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 90 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

- Lantai mesin lift $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Layan

$$\begin{aligned} Q_u &= q_D + q_L \\ &= 90 + 479 \\ &= 569 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4. Data-data perencanaan bondek pada ruang mesin lift:

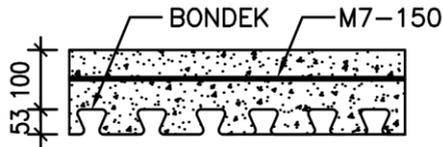
- Bentang 2,287 m
- Beban berguna = 600 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat beton 9 cm, dan tulangan negatif 2,04 cm²/m. Pada pelaksanaan di lapangan, pelat beton adalah 10 cm.

5. Menentukan tulangan negatif

Digunakan tulangan wiremesh M7 150x150 ($A_s = 0,385 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

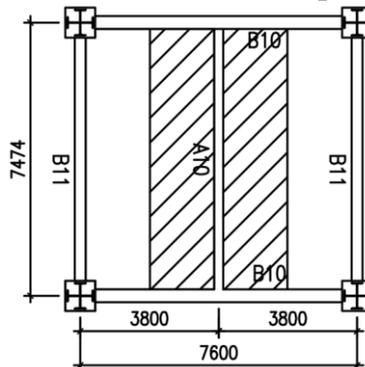
- $n = \frac{A_s \text{ min.}}{A_s} = \frac{2,04}{0,385} = 5,29 \approx 6$ buah
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 166.6 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$.
- Jadi dipasang tulangan negatif M7 – 150



4.3 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.3.1. Perencanaan Balok Anak Lantai Atap



Gambar 16 Detail Plat Atap Tipe 1

Balok anak dengan kode A10 direncanakan dengan menggunakan profil WF 300x200x9x14 mutu BJ 41.

$$\begin{array}{ll}
 w = 65.4 \text{ kg/m} & ix = 12.6 \text{ cm} \\
 d = 298 \text{ mm} & iy = 4.77 \text{ cm} \\
 bf = 201 \text{ mm} & Sx = 893 \text{ cm}^3 \\
 tw = 9 \text{ mm} & Sy = 189 \text{ cm}^3 \\
 tf = 14 \text{ mm} & Zx = 963 \text{ cm}^3 \\
 r = 18 \text{ mm} & Zy = 288 \text{ cm}^3 \\
 A = 83.36 \text{ cm}^2 & h = d - 2(tf+r) \\
 Ix = 13300 \text{ cm}^4 & = 298 - 2(14+18) \\
 Iy = 1900 \text{ cm}^4 & = 234 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{BJ 41: } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 \quad \quad f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Beton (fc')} = 300 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

- Beban yang Bekerja

- Beban Mati

$$\begin{array}{ll}
 - \text{ Berat pelat bondek} & = 10,1 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat sendiri pelat beton (0,08 x 2400)} & = 192 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat spesi} & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat plafon} & = 11 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat penggantung} & = 7 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat } ducting \text{ dan plumbing} & = \underline{30 \text{ kg/m}^2} + \\
 & q_D = 292,1 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat profil WF} & = 65,4 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

$$q_{D\text{total}} = 292,1 \times 3,8 + 64,5 = 1175,38 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$- \text{ Lantai atap (3,8 x 96)} \quad q_{L\text{total}} = 364,8 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{array}{l}
 q_u = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\
 = 1,2 \times 1175,38 + 1,6 \times 364,8 \\
 = 1994,136 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

- Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

- Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1994,136 \times 7,475^2 = 13927,9 \text{ kg.m}$$

- Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1994,136 \times 7,475 = 7453 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{201}{2 \times 14} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,17 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$\leq 106,34 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 963 \times 2500 = 2407500 \text{ kg.cm} = 24075 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 24075 \text{ kg.m} = 21667,5 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 747,5 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 237,452 \text{ cm}$$

$$L_r = 816,357 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \rightarrow$ bentang Menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 13927,95 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = Vu \times \frac{L}{4} - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 7453 \times 1,868 - 1994,13 \times \frac{1,868^2}{2} = 10445,96 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(13927,95)}{6,5(13927,95) + 6(10445,96)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136$$

$$M_n = 1,136 \left[\frac{2407500 - (2407500 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 893)}{(816,357 - 237,425)} \right]$$

$$M_n = 1890031 \text{ kg.cm} = 18900,31 \text{ kg.m} \leq M_p = 24075 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 18900,31 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 18900,31 \text{ kg.m} = 17010,28 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 26 \leq 69,57$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 0,9 \times 29,8 \\ &= 40230 \text{ kg} \\ \phi V_n &= 0,9 \times 40230 \\ &= 36207 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{13927,95}{17010,28} \right) \leq 1$$

$$0,818 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Lentutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{747,5}{240} = 3,114 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l) L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(11,753 + 3,648) 747,5^4}{2 \times 10^6 \times 13300} \right]$$

$$= 2,35 \text{ cm}$$

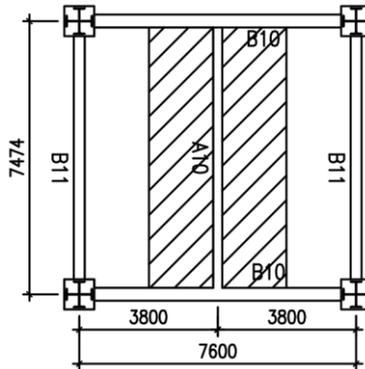
$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 300x200x9x14 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 5 di bawah ini

Tabel 5 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Atap

Kode Balok Anak	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
A10	7,475	3,8	WF 300x200x9x14
A7	7,6	2,287	WF 300x200x9x14

4.3.2. Perencanaan Balok Anak Lantai Kamar (Lantai 3-14)**Gambar 17** Detail Plat Kamar Tipe 1

Balok anak dengan kode A10 direncanakan dengan menggunakan profil WF 350x250x9x14 mutu BJ 41.

$$\begin{aligned}
 w &= 79,7 \text{ kg/m} & ix &= 14.6 \text{ cm} \\
 d &= 340 \text{ mm} & iy &= 6 \text{ cm} \\
 bf &= 250 \text{ mm} & Sx &= 1280 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 9 \text{ mm} & Sy &= 292 \text{ cm}^3 \\
 tf &= 14 \text{ mm} & Zx &= 1360 \text{ cm}^3 \\
 r &= 20 \text{ mm} & Zy &= 444 \text{ cm}^3 \\
 A &= 101,5 \text{ cm}^2 & h &= d - 2(tf+r) \\
 Ix &= 21700 \text{ cm}^4 & &= 340 - 2(14+20) \\
 Iy &= 3650 \text{ cm}^4 & &= 272 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BJ 41: } f_y &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Beton (fc')} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Beban yang Bekerja
- Beban Mati
 - Berat pelat bondek $= 10,1 \text{ kg/m}^2$
 - Berat sendiri pelat beton (0,1 x 2400) $= 240 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Spesi 2 cm $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Tegel $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Berat penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Berat *ducting* dan *plumbing* $= 30 \text{ kg/m}^2 +$
$$q_D = 364,1 \text{ kg/m}^2$$
 - Berat profil WF $= 79,7 \text{ kg/m}$

$$q_{D\text{total}} = 364,1 \times 3,8 + 79,7 = 1463,28 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup
 - Lantai kamar (3,8 x 192) $q_{L\text{total}} = 729,6 \text{ kg/m}$
- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\ &= 1,2 \times 1463,28 + 1,6 \times 729,6 \\ &= 2923,29 \text{ kg/m} \end{aligned}$$
- Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok
 - Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2923,29 \times 7,475^2 = 20417,62 \text{ kg.m}$$
 - Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2923,29 \times 7,475 = 10925,81 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{250}{2 \times 14} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$8,92 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{272}{9} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$30,2 \leq 106,34 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 1360 \times 2500 = 3400000 \text{ kg.cm} = 34000 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 34000 \text{ kg.m} = 30600 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 747,5 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 298,68 \text{ cm}$$

$$L_r = 936,25 \text{ cm}$$

$$L_r > L_b > L_p \rightarrow \text{bentang Menengah}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 20417,62 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = Vu \times L/4 - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 10925,82 \times 1,868 - 2923,29 \times \frac{1,868^2}{2} = 15313,22$$

kg.m

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(20417,62)}{6,5(20417,62) + 6(15313,22)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136$$

$$M_n = 1,136 \left[\begin{array}{l} 3400000 - (3400000 - 0,7.2500.1280) \\ \left(\frac{747,5 - 298,68}{936,25 - 298,68} \right) \end{array} \right]$$

$$M_n = 2935697 \text{ kg.cm} = 29356,97 \text{ kg.m} \leq M_p = 34000 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 29356,97 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 29356,97 \text{ kg.m} = 26421,27 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30,22 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 26 \leq 69,57$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 0,9 \times 34 \\ &= 45900 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,9 \times 45900 \\ &= 41310 \text{ kg} \\ V_u &= 10925,819 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{nx}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{20417,62}{36421,2} \right) \leq 1$$

$$0,77 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{747,5}{240} = 3,114 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(14,63 + 7,296)747,5^4}{2 \times 10^6 \times 21700} \right] \\ &= 2,05 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

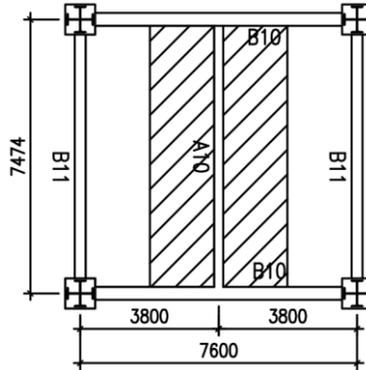
Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 350x250x9x14 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 6 di bawah ini

Tabel 6 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Kamar

Kode Balok Anak	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
A10	7,475	3,8	WF 350x250x9x14
A7	7,6	2,287	WF 300x200x9x14

4.3.3. Perencanaan Balok Anak Lantai Lobby



Gambar 18 Detail Plat Lobby Tipe 1

Balok anak dengan kode A10 direncanakan dengan menggunakan profil WF 400x300x10x16 mutu BJ 41.

$w = 107 \text{ kg/m}$	$i_x = 16,9 \text{ cm}$
$d = 390 \text{ mm}$	$i_y = 7,28 \text{ cm}$
$bf = 300 \text{ mm}$	$S_x = 1980 \text{ cm}^3$
$tw = 10 \text{ mm}$	$S_y = 481 \text{ cm}^3$
$tf = 16 \text{ mm}$	$Z_x = 2116 \text{ cm}^3$
$r = 22 \text{ mm}$	$Z_y = 729 \text{ cm}^3$
$A = 136 \text{ cm}^2$	$h = d - 2(tf+r)$
$I_x = 38700 \text{ cm}^4$	$= 390 - 2(16+22)$
$I_y = 7210 \text{ cm}^4$	$= 314 \text{ mm}$

BJ 41: $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
 Beton (f_c') = 300 kg/cm^2

a. Beban yang Bekerja

- Beban Mati
 - Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²
 - Berat sendiri pelat beton (0,1 x 2400) = 240 kg/m²
 - Berat Spesi 2 cm = 42 kg/m²
 - Berat Tegel = 24 kg/m²
 - Berat plafon = 11 kg/m²
 - Berat penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_D = 364,1 \text{ kg/m}^2$$
- Berat profil WF = 107 kg/m

$$q_{D\text{total}} = 364,1 \times 3,8 + 107 = 1490,58 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup
 - Lantai kamar (3,8 x 479) $q_{L\text{total}} = 1820,2 \text{ kg/m}$
- Kombinasi Pembebanan
 - $q_u = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$
 - $= 1,2 \times 1490,58 + 1,6 \times 1820,2$
 - $= 4701 \text{ kg/m}$

b. Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

- Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 4701 \times 7,475^2 = 32834 \text{ kg.m}$$

- Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 4701 \times 7,475 = 17570 \text{ kg}$$

c. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang
 - Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{2 \times 16} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$9,375 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{314}{10} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$31,4 \leq 106,34 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- d. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 2116 \times 2500 = 5290000 \text{ kg.cm} = 52900 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 52900 \text{ kg.m} = 47610 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- e. Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 747,5 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 362,401 \text{ cm}$$

$$L_r = 1130,174 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \rightarrow$ bentang Menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 32834 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = V_u \times L/4 - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 17570 \times 1,868 - 4701 \times \frac{1,868^2}{2} = 24625,52 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(32834)}{6,5(32834) + 6(24625,52)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136$$

$$M_n = 1,136 \left[\frac{5290000 - (5290000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 1980)}{\left(\frac{747,5 - 362,401}{1130,174 - 362,401} \right)} \right]$$

$$M_n = 4971157 \text{ kg.cm} = 49711,57 \text{ kg.m} \leq M_p = 52900 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 49711,57 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 49711,57 \text{ kg.m} = 44740,4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

f. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31,4 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 26 \leq 69,57$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 0,9 \times 39 \\ &= 58500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 58500 \\ &= 52650 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u = 17570 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$$

g. Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{32834}{44740,4} \right) \leq 1$$

$$0,73 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

h. Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{747,5}{240} = 3,114 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_i)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(14,9 + 18,2)747,5^4}{2 \times 10^6 \times 38700} \right]$$

$$= 1,73 \text{ cm}$$

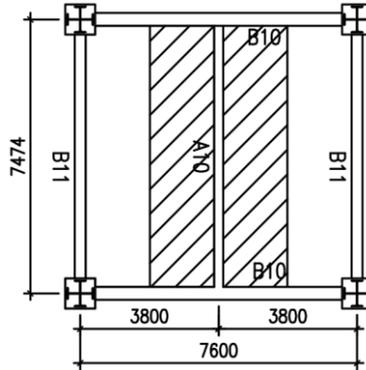
$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 400x300x10x16 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan. Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 7 di bawah ini

Tabel 7 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Lobby

Kode Balok Anak	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
A10	7,475	3,8	WF 400x300x10x16
A7	7,6	2,287	WF 350x250x9x14

4.3.4. Perencanaan Balok Anak Lantai Parkir



Gambar 19 Detail Plat Parkir Tipe 1

Balok anak dengan kode A10 direncanakan dengan menggunakan profil WF 400x300x10x16 mutu BJ 41.

$w = 107 \text{ kg/m}$	$i_x = 16,9 \text{ cm}$
$d = 390 \text{ mm}$	$i_y = 7,28 \text{ cm}$
$bf = 300 \text{ mm}$	$S_x = 1980 \text{ cm}^3$
$tw = 10 \text{ mm}$	$S_y = 481 \text{ cm}^3$
$tf = 16 \text{ mm}$	$Z_x = 2116 \text{ cm}^3$
$r = 22 \text{ mm}$	$Z_y = 729 \text{ cm}^3$
$A = 136 \text{ cm}^2$	$h = d - 2(tf+r)$
$I_x = 38700 \text{ cm}^4$	$= 390 - 2(16+22)$
$I_y = 7210 \text{ cm}^4$	$= 314 \text{ mm}$

BJ 41: $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
 Beton (f_c') = 300 kg/cm^2

- **Beban yang Bekerja**

- **Beban Mati**

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²
 - Berat sendiri pelat beton (0,1 x 2400) = 240 kg/m²
 - Berat Spesi 2 cm = 42 kg/m²
 - Berat Tegel = 24 kg/m²
 - Berat plafon = 11 kg/m²
 - Berat penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_D = 364,1 \text{ kg/m}^2$$
- Berat profil WF = 107 kg/m

$$q_{D\text{total}} = 364,1 \times 3,8 + 107 = 1490,58 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup**

- Lantai kamar (3,8 x 479) $q_{L\text{total}} = 1820,2 \text{ kg/m}$

- **Kombinasi Pembebanan**

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\ &= 1,2 \times 1490,58 + 1,6 \times 1820,2 \\ &= 4701 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok**

- **Momen Ultimate**

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 4701 \times 7,475^2 = 32834 \text{ kg.m}$$

- **Geser Ultimate**

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 4701 \times 7,475 = 17570 \text{ kg}$$

- **Kontrol Kuat Momen Lentur**

- **Kontrol Penampang**

- **Kontrol Pelat Sayap**

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{300}{2 \times 16} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$9,375 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{314}{10} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$31,4 \leq 106,34 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 2116 \times 2500 = 5290000 \text{ kg.cm} = 52900 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 52900 \text{ kg.m} = 47610 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 747,5 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 362,401 \text{ cm}$$

$$L_r = 1130,174 \text{ cm}$$

$$L_r > L_b > L_p \rightarrow \text{bentang Menengah}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 32834 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = V_u \times L/4 - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 17570 \times 1,868 - 4701 \times \frac{1,868^2}{2} = 24625,52 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(32834)}{6,5(32834) + 6(24625,52)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136$$

$$M_n = 1,136 \left[\frac{5290000 - (5290000 - 0,7.2500.1980)}{\left(\frac{747,5 - 362,401}{1130,174 - 362,401} \right)} \right]$$

$$M_n = 4971157 \text{ kg.cm} = 49711,57 \text{ kg.m} \leq M_p = 52900 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 49711,57 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 49711,57 \text{ kg.m} = 44740,4 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31,4 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 26 \leq 69,57$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 0,9 \times 39 \\ &= 58500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 58500 \\ &= 52650 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u = 17570 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow \text{OK}$$

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1$$

$$\left(\frac{32834}{44740,4} \right) \leq 1$$

$$0,73 \leq 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{747,5}{240} = 3,114 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(14,9 + 18,2)747,5^4}{2 \times 10^6 \times 38700} \right]$$

$$= 1,73 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$$

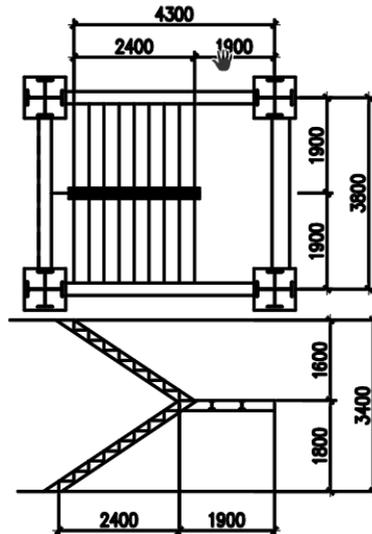
Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 400x300x10x16 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan. Rekapitulasi profil rencana balok anak pada lantai atap tertuang dalam Tabel 8 di bawah ini

Tabel 8 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai Parkir

Kode Balok Anak	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok Anak	Jarak Antar Balok Anak	
	(m)	(m)	
A10	7,475	3,8	WF 400x300x10x16
A7	7,6	2,287	WF 350x250x9x14

4.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan suatu lantai dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada Gedung Hotel Amaris Surabaya, ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dan tangga utama dengan menggunakan konstruksi dari baja.



Gambar 20 Denah dan Potongan Tangga

4.4.1. Data-data Perencanaan Tangga

Mutu Baja	: BJ 41
Tinggi antar lantai	: 340 cm
Tinggi bordes	: 180 cm
Tinggi injakan (t)	: 17 cm
Lebar injakan (i)	: 30 cm

$$\text{Jumlah tanjakan } (\sum_t) : \frac{340}{17} = 20 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah injakan } (\sum_i) &: \sum_i - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ buah} \\ \text{Lebar bordes} &: 380 \text{ cm} \\ \text{Panjang bordes} &: 105 \text{ cm} \\ \text{Lebar tangga} &: 190 \text{ cm} \\ \text{Panjang tangga} &: 240 \text{ cm} \\ \text{Sudut kemiringan } (\alpha) &: \text{arc tg } \frac{180}{240} = 36.86^\circ \end{aligned}$$

a. Syarat jumlah injakan tangga

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

Dimana: t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

α = kemiringan tangga

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

$$60 \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65$$

$$60 \leq 64 \leq 65 \text{ (OK)}$$

b. Syarat sudut kemiringan

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 36.86^\circ \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$

4.4.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Plat tangga direncanakan menggunakan pelat baja setebal 3 mm. Mutu baja BJ 41. Data mutu baja BJ 41 didapat dari peraturan SNI 03-1729-2002 tabel 5.3 dengan data sebagai berikut:

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Berat Jenis Baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

(Sumber: PPPURG 1987 Tabel 1)

- Menentukan tebal pelat anak tangga
Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 3 mm.

- **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,003 \times 1,9 \times 7850 &&= 44,745 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} &&&= 4,4745 \text{ kg/m} + \\ &&&q_D = 49,219 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar} &&&= 479 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup per meter} &= 479 \times 1,9 &&= 910,1 \text{ kg/m} \\ \text{Beban hidup terpusat, P} &&&= 136 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Perhitungan gaya dalam**

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 49,219 \times 0,3^2 = 0,554 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 910,1 \times 0,3^2 = 10,24 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 136 \times 0,3 = 10,2 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 0,554 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 10,24 \text{ kg.m}$$

- **Perhitungan kombinasi pembebanan**

$$M_u = 1,4M_D = 1,4 \times 0,554 = 0,775 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 0,554 + 1,6 \times 10,24 = 17,05 \text{ kg.m}$$

- **Kontrol momen lentur**

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 190 \times 0,3^2 = 4,23 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9(4,23) \times 2500 = 9618,8 \text{ kg.cm} = 96,188 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat, } \phi M_n > M_u \rightarrow 96,18 \text{ kg.m} > 17,05 \text{ kg.m}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \text{ cm}$$

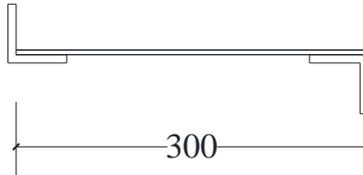
$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 190 \times 0,3^3 = 0,43 \text{ cm}^4$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left(\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{(0,492 + 9.1)30^4}{2 \times 10^6 \times 0,43} \right)$$

$$f_{terjadi} = 0,118 \text{ cm} < f_{ijin} = 0,125 \text{ cm (OK)}$$

Berdasarkan kontrol di atas maka, pelat anak tangga dengan tebal 3 mm memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.4.3 Perencanaan Pengaku Anak Tangga



Gambar 21 Pengaku Anak tangga

Pengaku anak tangga direncanakan dengan menggunakan profil siku sama kaki \perp 65.65.9 dengan data sebagai berikut.

$$b = 65 \text{ mm}$$

$$d = 9 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

$$e = 1,93 \text{ cm}$$

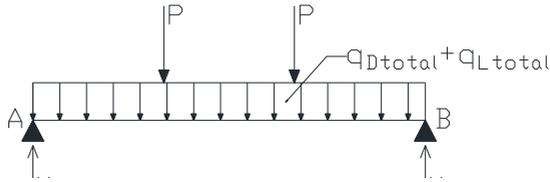
$$A = 11 \text{ cm}^2$$

$$W = 8,62 \text{ kg/m}$$

$$I_x = I_y = 41,3 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = 1,94 \text{ cm}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.9 Pembebanan Pengaku Anak Tangga

- Beban mati, beban yang diperhitungkan adalah $\frac{1}{2}$ lebar injakan.

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,003 \times 0,15 \times 7850 &&= 3,53 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil siku sendiri} &&&= \underline{8,62 \text{ kg/m}} + \\ &&&= 12,15 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sambungan (10\%)} &&&= \underline{1,21 \text{ kg/m}} + \\ \text{Berat mati total, } q_{Dtotal} &&&= 13,367 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup, beban yang diperhitungkan adalah $\frac{1}{2}$ lebar injakan.

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar} &&&= 479 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup per meter, } 479 \times 0,15 &&&= 71,85 \text{ kg/m} \\ \text{Beban hidup terpusat, P} &&&= 136 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_{Dtotal} \times L^2 = \frac{1}{8} \times 13,367 \times 1,9^2 = 6,03 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 71,85 \times 1,9^2 = 34,42 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 136 \times 1,9 = 86,13 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_{Dtotal} \times L = \frac{1}{2} \times 13,367 \times 1,9 = 12,69 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times P = \frac{1}{2} \times 136 = 68 \text{ kg}$$

Momen akibat beban hidup terpusat lebih besar dari momen akibat beban hidup terbagi merata sehingga

diambil M_{LP} akibat beban terpusat untuk perhitungan selanjutnya.

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP}$$

$$M_u = 1,2(6,03) + 1,6(86,13) = 145,05 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1,4M_D$$

$$M_u = 1,4(6,03) = 8,44 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_u = 1,2(12,69) + 1,6(68) = 124,04 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang

Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{d} \leq 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{65}{9} \leq 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,22 \leq 15,27 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b - e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left(e - \frac{d}{2} \right)$$

$$Z_x = (6,5 - 1,93) \times 0,9 \times \frac{6,5 - 1,93}{2} + 1,93 \times 0,9 \times \frac{1,93}{2} +$$

$$(6,5 - 0,9) \times 0,9 \times \left(1,93 - \frac{0,9}{2} \right) = 18,53 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \times F_y = 18,53 \times 2500 = 46334,02 \text{ kg.cm} = 463,34 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 463,344 \text{ kg.m} = 417 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 417 > 145,05 \text{ kg.m OK}$$

- Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal G4, untuk profil siku, $k_v = 1,2$.

$$b - d/d \leq 1,1 \sqrt{k_v E / F_y} \rightarrow \frac{65 - 9}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{1,2 \times 200000}{250}}$$

$$6,22 \leq 34,08$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 6,5 \times 0,9 \times 1 \\ &= 8775 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 8775$$

$$= 7897,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 7897,5 > 124,04 \text{ kg OK}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{190}{240} = 0,79 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{EI_x} \right] + \frac{23}{684} \left(\frac{PL^3}{EI_x} \right)$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(0,121 + 0,718)190^4}{2 \times 10^6 \times 41,3} \right] + \frac{23}{684} \left(\frac{(136)190^3}{2 \times 10^6 \times 41,3} \right) \\ &= 0,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan dan kontrol di atas maka profil siku sama kaki $\angle 65.65.9$ dapat digunakan dan memenuhi persyaratan.

4.4.4 Perencanaan Pelat Bordes



Gambar 22 Denah Bordes

- Data Pelat Bordes
 - Tebal pelat bordes = 7 mm
 - Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 - Mutu baja BJ 41, f_y = 2500 kg/cm²
 - Lebar tangga = 1,9 m
 - Lebar bordes = 1,9 m

- Perencanaan Pembebanan Pelat Bordes
 - Beban mati
 - Berat pelat = $0,007 \times 1,9 \times 7850 = 104,405 \text{ kg/m}$
 - Berat sambungan (10%) = 10,44 kg/m +
 - $q_D = 114,84 \text{ kg/m}$
 - Beban hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)
 - Tangga dan jalan keluar = 479 kg/m²
 - Beban hidup per meter = $479 \times 1,9 = 910,1 \text{ kg/m}$
 - Beban hidup terpusat = 136 kg

- Perhitungan Gaya Dalam
 - $M_D = \frac{1}{8} \times q_{D\text{total}} \times L^2 = \frac{1}{8} \times 114,85 \times 0,65^2 = 6,06 \text{ kg.m}$
 - $M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 910,1 \times 0,65^2 = 48,06 \text{ kg.m}$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 136 \times 0,65 = 29,46 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_{Dtotal} \times L = \frac{1}{2} \times 114,84 \times 0,65 = 37,32 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times P = \frac{1}{2} \times 136 = 68 \text{ kg}$$

Momen akibat beban hidup terpusat lebih kecil dari momen akibat beban hidup terbagi merata sehingga diambil M_L akibat beban terbagi rata untuk perhitungan selanjutnya.

- Perhitungan Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP}$$

$$M_u = 1,2(6,06) + 1,6(48,06) = 84,18 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1,4M_D$$

$$M_u = 1,4(6,06) = 8,49 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_u = 1,2(37,32) + 1,6(68) = 153,58 \text{ kg}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 190 \times 0,7^2 = 23,27 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9(23,27) \times 2500 = 52368,7 \text{ kg.cm} = 523,68 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat, } \phi M_n > M_u \rightarrow 523,68 \text{ kg.m} > 48,581 \text{ kg.m} \text{ OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijm} = \frac{L}{240} = \frac{65}{240} = 0,27 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 190 \times 0,7^3 = 5,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{terjadi}} = \frac{5}{384} \left(\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{(1,14 + 9,101)65^4}{2 \times 10^6 \times 5,43} \right)$$

$$f_{\text{terjadi}} = 0,21 \text{ cm} < f_{\text{ijin}} = 0,27 \text{ cm}$$

Berdasarkan perhitungan dan kontrol di atas, maka pelat bordes dengan tebal 7 mm memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.4.5 Perencanaan Balok Bordes

Balok bordes direncanakan dengan menggunakan profil WF 100x50x5x7 dengan data sebagai berikut.

W = 9,3 kg/m	t _f = 7 mm	i _x = 3,98 cm
A = 11,85 cm ²	r = 8 mm	i _y = 1,12 cm
d = 100 mm	h = 70 mm	Z _x = 42 cm ³
b _f = 50 mm	I _x = 187 cm ⁴	Z _y = 9 cm ³
t _w = 5 mm	I _y = 14,8 cm ⁴	S _x = 37,5 cm ³

- Beban yang Bekerja

- Beban Mati

$$\text{Berat pelat} = 0,007 \times 0,65 \times 7850 = 35,71 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = \underline{9,3 \text{ kg/m} +}$$

$$q_D = 45,01 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan; } 10\% q_D = \underline{4,5 \text{ kg/m} +}$$

$$q_{D\text{total}} = 49,5 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup/m } (q_{L\text{total}}) = 479 \times 0,65 = 311,35 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}} \\ &= 1,2 \times 49,51 + 1,6 \times 311,35 \\ &= 557,58 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Gaya Dalam yang Bekerja pada Balok

- Momen Ultimate

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 557,5 \times 1,9^2 = 251,6 \text{ kg.m}$$

- Geser Ultimate

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 557,5 \times 1,9 = 529,7 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{50}{2 \times 7} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$3,57 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$14 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kg.cm} = 1050 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1050 \text{ kg.m} = 945 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 945 > 251,6 \text{ kg.m} \text{ OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 190 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 55,745 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,977 \text{ cm}$$

$$L_r > L_b > L_p \rightarrow \text{bentang Menengah}$$

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 251,6 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = Vu \times \frac{L}{4} - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$\begin{aligned} M_a = M_c &= 529,7 \times 0,0475 - 557,5 \times \frac{0,0475^2}{2} \\ &= 24,5 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(251,6)}{6,5(251,6) + 6(24,5)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,764$$

$$M_n = 1,764 \left[\frac{105000 - (105000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 37,5)}{286,97 - 55,745} \right]$$

$$M_n = 144915,1 \text{ kg.cm} = 1449,151 \text{ kg.m} \leq M_p = 105000 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu

momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 1449,15 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1449,15 \text{ kg.m} = 1304,236 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 26 \leq 69,57$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 7 \times 0,5 \\ &= 5250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 5250 \\ &= 4725 \text{ kg} \end{aligned}$$

$\phi V_n > V_u \rightarrow \mathbf{OK}$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{190}{240} = 0,7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{E \times I_x} \right] = \frac{5}{384} \left[\frac{(4,21)190^4}{2 \times 10^6 \times 187} \right] \\ &= 0,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow \mathbf{OK}$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 300x200x9x14 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.4.6 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200.100.4,5.7 dengan data sebagai berikut.

$W = 18,2 \text{ kg/m}$	$t_f = 7 \text{ mm}$	$i_x = 8,26 \text{ cm}$
$A = 23,2 \text{ cm}^2$	$r = 11 \text{ mm}$	$i_y = 2,21 \text{ cm}$
$d = 198 \text{ mm}$	$h = 162 \text{ mm}$	$Z_x = 170 \text{ cm}^3$
$b_f = 99 \text{ mm}$	$I_x = 1580 \text{ cm}^4$	$Z_y = 35 \text{ cm}^3$
$t_w = 4,5 \text{ mm}$	$I_y = 114 \text{ cm}^4$	$S_x = 160 \text{ cm}^3$

- Beban yang Bekerja

Pembebanan pada anak tangga

- Beban Mati (anak tangga)
 - Berat pelat = $0,003 \times 0,95 \times 7850 = 22,37 \text{ kg/m}$
 - Berat $\perp 65.65.9 = 8,62 \times 2 \times 0.95 = 54,59 \text{ kg/m}$
 - Berat sandaran besi = 30 kg/m
 - Berat profil balok sendiri $18,2 / \cos 36,86^\circ = 22,7 \text{ kg/m} +$
 - $q_D = 129,66 \text{ kg/m}$
 - Sambungan; $10\% q_D = 12,96 \text{ kg/m} +$
 - $q_{Dtotal} = 142,63 \text{ kg/m}$
- Beban hidup
 - Tangga dan jalan keluar $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$
 - Beban hidup per meter; $479 \times 0,95, q_{Ltotal} = 455,05 \text{ kg/m}$
- Kombinasi pembebanan
 - $q_1 = 1,2 \times q_{Dtotal} + 1,6 \times q_{Ltotal}$
 - $= 1,2 \times 142,636 + 1,6 \times 455,05$
 - $= 899,23 \text{ kg/m}$

- Pembebanan pada bordes

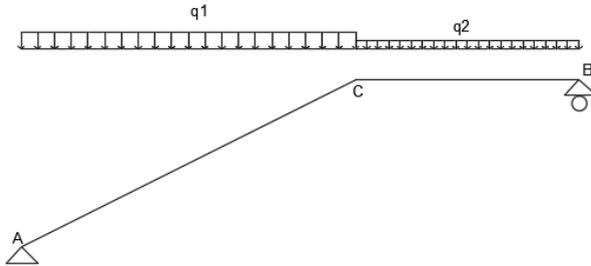
- Beban mati (bordes)
 - Berat pelat = $0,07 \times 0,95 \times 7850 = 52,2 \text{ kg/m}$
 - Berat profil balok sendiri = $18,2 \text{ kg/m} +$
 - $q_D = 70,4 \text{ kg/m}$

$$\text{Sambungan; } 10\% q_D = \frac{7}{10} \frac{\text{kg/m}}{\text{m}} +$$

$$q_{D\text{total}} = 77,44 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup
Tangga dan jalan keluar $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$
Beban hidup per meter; $479 \times 0,95$, $q_{L\text{total}} = 455,05 \text{ kg/m}$
- Kombinasi pembebanan
 $q_2 = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$
 $= 1,2 \times 77,44 + 1,6 \times 455,05$
 $= 821,01 \text{ kg/m}$

- Perhitungan pembebanan



$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b(4,3) - q_1(2,4)(1,2) - q_2(1,9)(3,35) = 0$$

$$R_b = \frac{(899,23 \times 2,88) + (821,01 \times 6,35)}{4,3}$$

$$= 1817,57 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(4,3) - q_1(2,4)(3,1) - q_2(1,9)(0,95) = 0$$

$$R_a = \frac{(899,23 \times 7,4) + (821,01 \times 1,805)}{4,3}$$

$$= 1900,53 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = (R_a + R_b) - q_1 \times l_1 - q_2 \times l_2$$

$$= (1817 + 1900) - 899,23 \times 2,4 - 821 \times 1,9$$

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

Bidang M

- a - c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} q u_1 \cdot x^2 \\ &= 1900 \cdot x - \frac{1}{2} 899,23 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$M_c = 1971,4 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = R_a - q u_1 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{1900}{899,23} = 2,1 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1900 \cdot 2,1 - \frac{1}{2} 899,23 \cdot 2,1^2 = 2008 \text{ kg.m}$$

- b - c :

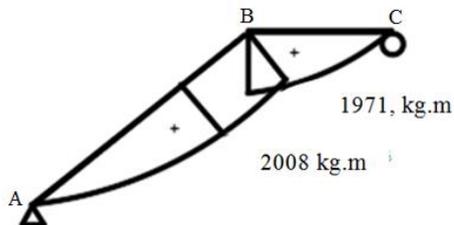
$$\begin{aligned} M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 \\ &= 1817,57 \cdot x - \frac{1}{2} 821 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,9 \text{ m}$$

$$M_c = 1971,45 \text{ kg.m}$$



Gambar 23 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$D_x = R_a \cdot \cos(36,86^\circ) - q_u1 \cdot x \cdot \cos(36,86^\circ)$$

$$= 1900,5 \cdot \cos(36,86) - 899,23 \cdot x \cdot \cos(36,86^\circ)$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_{a_{ka}} = 1900,5 \cdot \cos(36,86)$$

$$= 1520,4 \text{ kg}$$

$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$D_{c_{ki}} = 1900,5 \cdot \cos(36,86) - 899,23 \cdot 2,4 \cdot \cos(36,86^\circ)$$

$$= -206,17 \text{ kg}$$

- b - c :

$$D_x = -R_b + q_u2 \cdot x$$

$$= -1817,56 + 821,01 \cdot x$$

$$x = 0 \text{ m}$$

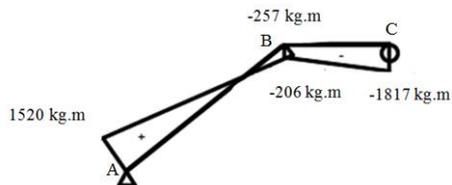
$$D_{b_{ki}} = -1817,56 + 821,01 \cdot 0$$

$$= -1817,56 \text{ kg}$$

$$x = 1,9 \text{ m}$$

$$D_{e_{ka}} = -1817,56 + 821,01 \cdot 1,9$$

$$= -257,64 \text{ kg}$$



Gambar 24 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$N_x = R_a \cdot \sin(36,86^\circ) - q_u1 \cdot x \cdot \sin(36,86^\circ)$$

$$= 1900,53 \sin(36,86^\circ) - 899,23 \cdot x \cdot \sin(36,86^\circ)$$

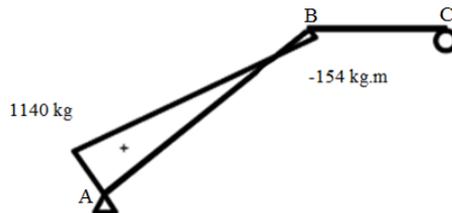
$$x = 0 \text{ m}$$

$$N_{a_{ka}} = 1900,53 \sin(36,86^\circ) \\ = 1140,31 \text{ kg}$$

$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$N_{c_{ki}} = 1900,53 \sin(36,86^\circ) - 899,23 \cdot 2,4 \cdot \sin(36,86^\circ) \\ = -154,58 \text{ kg}$$

- c - b : N = 0 kg



Gambar 25 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang
- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{99}{2 \times 7} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$7,07 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{162}{4,5} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$36 \leq 106,34 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 170 \times 2500 = 425000 \text{ kg.cm} = 4250 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 4250 \text{ kg.m} = 3825 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 3825 > 2008,3 \text{ Kg.m OK}$$

- Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{4,5} = 36 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{184}{4,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 36 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 16,2 \times 0,45 \\ &= 10935 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 10935 \\ &= 9841,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 9841,5 > 1817,5 \text{ kg (OK)}$$

- Persamaan Interaksi Tekan – Lentur

$$L = \sqrt{240^2 + 180^2} = 300 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi – sendi)}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 300 = 300 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 300}{11}\right)^2} = 26511,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500}{26511,37} = 0,094 \leq 2,25 \text{ maka } F_{cr} \text{ ditentukan dengan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 2412,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 2412,38 \times 23,2 \\ &= 55967,22 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,85 \times 55967,22 \\ &= 47572,14 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1140}{47572,14} = 0,0 < 0,019 \text{ maka persamaan interaksi}$$

menggunakan rumus H1- 1b SNI 1729 2015

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M \max x}{\phi M_{nx}} + \frac{M \max y}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1140,3}{2(47572,14)} + \left(\frac{2008,3}{3825} + 0 \right) \leq 1,0$$

$$0,53 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Lentutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{300}{240} = 1,25 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left(\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{(1,426 + 4,55)300^4}{2 \times 10^6 \times 1580} \right)$$

$$f_{terjadi} = 0,199 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow 0,199 < 1,25 \text{ cm OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 200x100x4,5x7 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

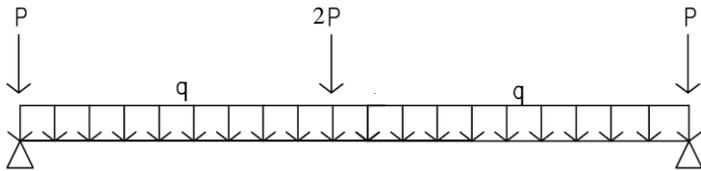
4.4.7 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan dengan menggunakan profil WF 200x150x6x9 dengan data sebagai berikut.

W = 30,6 kg/m	t _f = 9 mm	i _x = 8,3 cm
A = 39,01 cm ²	r = 13 mm	i _y = 3,61 cm
d = 194 mm	h = 150 mm	Z _x = 296 cm ³
b _f = 150 mm	I _x = 2690 cm ⁴	Z _y = 103 cm ³
t _w = 6 mm	I _y = 507 cm ⁴	S _x = 277 cm ³

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (R_a dan R_b) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah bata dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga dapat dilihat pada Gambar 4.16 di bawah ini.



$$R_b \text{ balok utama tangga} = P = 1516,6 \text{ kg}$$

Beban mati

$$\text{Beban dinding } \frac{1}{2} \text{ bata} = 3,9 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 391 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil sendiri} = \underline{30,6 \text{ kg/m}}$$

$$qD = 421,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{sambungan } 10\% = \underline{42,16 \text{ kg/m}}$$

$$qD_{\text{total}} = 463,76 \text{ kg/m}$$

kombinasi beban

$$q_u = 1,4 q_D = 1,4 \times 463,76 = 649,26 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan gaya dalam

- Reaksi perletakan

$$M_a = 0$$

$$R_{VB} \cdot 3,8 - P(3,8+1,9+1,9) - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3,8^2 = 0$$

$$R_{VB} = \frac{1817,5 \cdot (3,8+1,9+1,9) + \frac{1}{2} \cdot 649,26 \cdot 3,8^2}{3,8}$$

$$= 4868,7 \text{ kg}$$

$$M_b = 0$$

$$R_{VA} \cdot 3,8 - P(3,8+1,9+1,9) - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3,8^2 = 0$$

$$R_{VA} = \frac{1817,57 \cdot (3,8+1,9+1,9) + \frac{1}{2} \cdot 649,26 \cdot 3,8^2}{3,8}$$

$$= 4868,7 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sum V &= R_{va} + R_{vb} - P \cdot 4 - q \cdot 2,75 \\ &= 4868,7 + 4868,7 - (1817,5 \cdot 4) - (649,26 \cdot 3,8) \\ &= 0 \text{ OK} \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_a \cdot 1/2L - P \cdot 1/2L - q \cdot 1/2 L \cdot 1/4 L \\ &= 4868,7 \cdot 1,9 - 1817,56 \cdot 1,9 - 649,26 \cdot 1,9 \cdot 0,95 \\ &= 4625,3 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_{vb} = R_{va} = 4868,7 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang
- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{150}{2 \times 9} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$8,33 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{150}{6} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$25 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal
 Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga
 $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 296 \times 2500 = 740000 \text{ kg.cm} = 7400\text{kg.m}$
 $\phi M_n = 0,9 \times 7400 \text{ kg.m} = 6660 \text{ kg.m}$
 $\phi M_n > M_u \rightarrow 6660 > 4625,3 \text{ kg.m OK}$
- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral
 Jarak penahan lateral, $L_b = 190 \text{ cm}$
 Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.
 $L_p = 249,89 \text{ cm}$
 $L_r = 608,28 \text{ cm}$
 $L_b \leq L_p \rightarrow$ bentang pendek
 Bentang yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 396 \times 2500 = 740000 \text{ kg.cm} = 7400\text{kg.m}$
 $\phi M_n = 0,9 \times 7400 \text{ kg.m} = 6660 \text{ kg.m}$
 $\phi M_n > M_u \rightarrow 6660 > 4625,3 \text{ kg.m OK}$
- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{6} = 25 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{150}{6} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 25 \leq 69,6$$
 maka, $C_v = 1$
 sehingga, $V_n = 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v$
 $= 0,6 \times 2500 \times 15 \times 0,6 \times 1$
 $= 13500 \text{ kg}$
 $\phi V_n = 0,9 \times 13500$
 $= 12150 \text{ kg}$
 $\phi V_n > V_u \rightarrow 12150 > 4868,7 \text{ kg OK}$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{380}{240} = 1,58 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_d + q_l)L^4}{EI_x} \right] + \frac{1}{48} \left(\frac{PL^3}{EI_x} \right)$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(6,49)380^4}{2 \times 10^6 \times 2690} \right] + \frac{1}{48} \left(\frac{(36,35)380^3}{2 \times 10^6 \times 2690} \right)$$

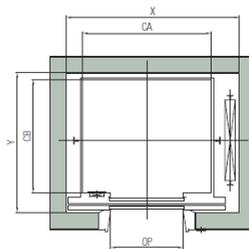
$$= 0,4 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow 0,4 < 1,58 \text{ OK}$$

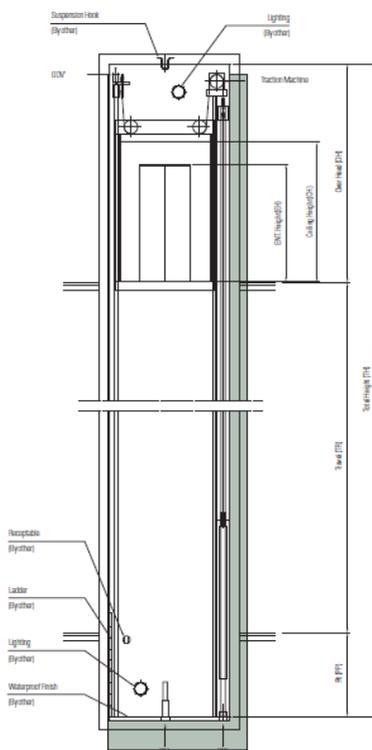
Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 200x150x6x9 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.5 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berhubungan dengan ruang mesin lift yaitu, balok penggantung lift. Bangunan in menggunakan lift penumpang sesuai dengan brosur sebagai berikut.



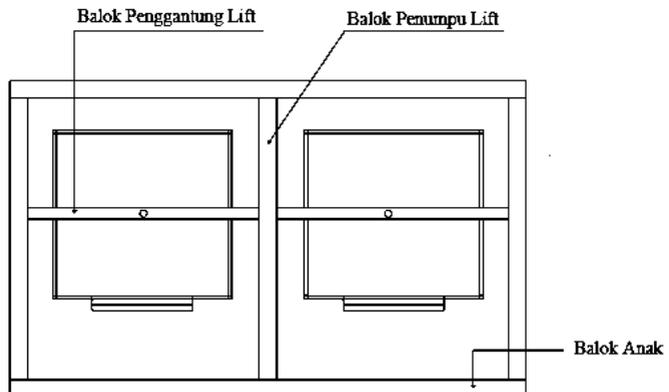
Gambar 26 Denah Lift



Gambar 27 Potongan Lift

Tabel 9 Dimensi Standar Lift dan Reaksi

Merk	HYUNDAI	
Tipe lift	<i>Passenger Elevators</i>	
Kapasitas	10 orang / 800 kg	
<i>Clear Opening (OP)</i>	800	
<i>Car size (mm)</i>	CA	1400
	CB	1300
<i>Hoistway size (mm)</i>	X	1800
	Y	1950
<i>Pit reaction (kg)</i>	PR1	7100
	PR2	5600
<i>M/C Room Reaction (kg)</i>	R1	4500
	R2	2800

**Gambar 28 Denah Lift**

4.5.1. Perencanaan Balok Penggantungan lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 250x125x6x9, dengan data sebagai berikut:

$A = 37,6 \text{ cm}^2$	$t_f = 9 \text{ mm}$	$i_x = 10,4 \text{ cm}$
$W = 29,6 \text{ kg/m}$	$r = 12 \text{ mm}$	$i_y = 2,79 \text{ cm}$
$d = 250 \text{ mm}$	$h = 208 \text{ mm}$	$Z_x = 352 \text{ cm}^3$
$b_f = 125 \text{ mm}$	$I_x = 4050 \text{ cm}^4$	$S_x = 324 \text{ cm}^3$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$I_y = 294 \text{ cm}^4$	

- Pembebanan

- Beban mati

Bondek	= 10,1 x L plat = 10,1 x 1,125	= 11,36 kg/m
Beton	= 2400 x 0,1 x 1,125	= 270 kg/m
Berat profil balok penggantung lift		= 29,6 kg/m
Berat sambungan, dll (10%)		= <u>2,96 kg/m</u> +
		$q_D = 313,92 \text{ kg/m}$

- Beban hidup

Beban hidup maintenance $q_L = 100 \text{ kg/m}$

- Beban merata ultimate

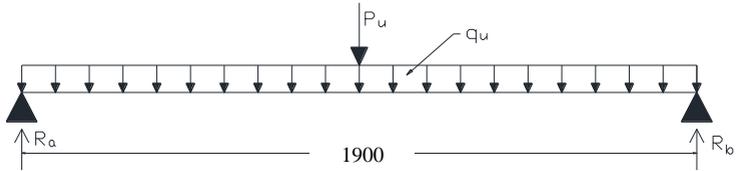
$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 (313,92) + 1,6 (100) \\ &= 536,71 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.7 *Impact Load* RSNI-03-1727-2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejutan dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 100\%) = 4500 \times (1 + 100\%) = 9000 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 100\%) = 2800 \times (1 + 100\%) = 5600 \text{ kg}$$



- Perhitungan gaya dalam

- Reaksi perletakan

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times q_u \times L + \frac{1}{2} \times P_u$$

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times 536,7 \times 1,9 + \frac{1}{2} \times 9000 = 5009,87 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times P_u \times L$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 536,7 \times 1,9^2 + \frac{1}{4} \times 9000 \times 1,9$$

$$M_{\max} = 4517,18 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_u = R_a = R_b = 5009,87 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{125}{2 \times 9} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$6,9 \leq 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{208}{6} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$34,66 \leq 106,3 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 352 \times 2500 = 880000 \text{ kg.cm} = 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 7920 > 4571,18 \text{ kg.m OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 190 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 138,88 \text{ cm}$$

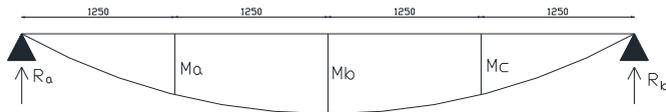
$$L_r = 428,21 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \rightarrow$ bentang Menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$



Gambar 29 Posisi M_a , M_b , dan M_c

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 4571,18 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = Vu \times L/4 - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 5009,87 \times 0,475 - 536,7 \times \frac{0,475^2}{2} = 2319,14 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(4517,18)}{6,5(4517,18) + 6(2319,14)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,3$$

$$M_n = 1,3 \left[880000 - (880000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 324) \left(\frac{190 - 138,88}{428,21 - 138,88} \right) \right]$$

$$M_n = 1076020 \text{ kg.cm} = 10760,2 \text{ kg.m} > M_p = 8800 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 7920 > 4517,18 \text{ OK}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{6} = 34,66 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{208}{6} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}}$$

$$34,66 \leq 69,6$$

$$\text{maka, } C_v = 1$$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 20,8 \times 0,6 \times 1 \\ &= 18720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 18720$$

$$= 16848 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 16848 > 5009,87 \text{ kg OK}$$

- Persamaan Interaksi

$$\frac{Mu}{\phi Mn} \leq 1$$

$$\frac{4517,18}{7920} = 0,6$$

$$0,6 < 1 \text{ OK}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{190}{360} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f_{\text{terjadi}} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right] + \frac{R_1 L^3}{48EI_x}$$

$$f_{\text{terjadi}} = \frac{5}{384} \left[\frac{(3,13 + 1) \times 190^4}{2 \times 10^6 \times 4050} \right] + \frac{9000 \times 190^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 4050}$$

$$f_{\text{terjadi}} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_{\text{terjadi}} \leq f_{\text{ijin}} \rightarrow 0,26 < 0,52 \text{ cm OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 300 x 250x125x6x9 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.5.2. Perencanaan Balok Penumpu lift

Balok Penumpu lift direncanakan menggunakan profil WF 250x125x6x9, dengan data sebagai berikut:

$A = 37,6 \text{ cm}^2$	$t_f = 9 \text{ mm}$	$i_x = 10,4 \text{ cm}$
$W = 29,6 \text{ kg/m}$	$r = 12 \text{ mm}$	$i_y = 2,79 \text{ cm}$
$d = 250 \text{ mm}$	$h = 208 \text{ mm}$	$Z_x = 352 \text{ cm}^3$
$b_f = 125 \text{ mm}$	$I_x = 4050 \text{ cm}^4$	$S_x = 324 \text{ cm}^3$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$I_y = 294 \text{ cm}^4$	

- Pembebanan

• Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 29,6 kg/m

Berat sambungan, dll (10%) = 2,96 kg/m +

$q_D = 32,56 \text{ kg/m}$

• Beban hidup

Beban hidup maintenance $q_L = 100 \text{ kg/m}$

- Beban merata ultimate

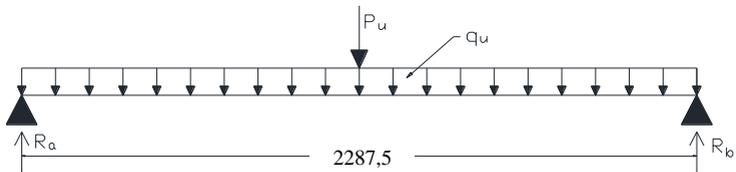
$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 (32,56) + 1,6 (100)$$

$$= 199,07 \text{ kg/m}$$
- Beban terpusat

Beban terpusat yang terjadi diakibatkan reaksi perletakan balok penggantung lift di bagian kanan dan kiri balok penumpang lift, sehingga:

$$P_u = 2R_a = 2R_b = 2 \times 5009,87 = 10019,74$$



- Perhitungan gaya dalam

- Reaksi perletakan

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times q_u \times L + \frac{1}{2} \times P_u$$

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times 199,07 \times 2,2875 + \frac{1}{2} \times 10019,74 = 5237,56 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times P_u \times L$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 199,072 \times 2,2875^2 + \frac{1}{4} \times 10019,74 \times 2,2875$$

$$M_{\max} = 5860,25 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_u = R_a = R_b = 5237,56 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol Penampang
- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{b}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{125}{2 \times 9} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

6,9 ≤ 10,75 → Penampang Kompak

- Kontrol Pelat Badan

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{208}{6} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

34,66 ≤ 106,3 → Penampang Kompak

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Profil yang direncanakan berpenampang kompak sehingga $M_n = M_p = Z_x \times F_y = 352 \times 2500 = 880000 \text{ kg.cm} = 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 7920 > 5860,25 \text{ kg.m} \text{ OK}$$

- Kontrol Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 228,75 \text{ cm}$

Profil dengan mutu baja yang telah ditentukan memiliki L_p dan L_r sebagai berikut.

$$L_p = 138,88 \text{ cm}$$

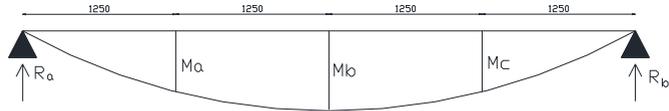
$$L_r = 428,21 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \rightarrow$ bentang Menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga M_n ditentukan oleh rumus

Data – data yang diperlukan untuk menghitung M_n

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$



Gambar 30 Posisi M_a , M_b , dan M_c

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$M_b = M_{\max} = 5860,25 \text{ kg.m}$$

$$M_a = M_c = Vu \times L/4 - qU \times \frac{(L/4)^2}{2}$$

$$M_a = M_c = 5237,56 \times 0,571 - 199,072 \times \frac{0,571^2}{2} = 2962,67$$

kg.m

$$C_b = \frac{12,5 Mu}{2,5 Mu + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

$$C_b = \frac{12,5(5860,25)}{6,5(5860,25) + 6(2962,67)} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,31$$

$$M_n = 1,31 \left[880000 - (880000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 324) \left(\frac{228,75 - 138,88}{428,21 - 138,88} \right) \right]$$

$$M_n = 1026370 \text{ kg.cm} = 10263,7 \text{ kg.m} > M_p = 8800 \text{ kg.m}$$

Sehingga kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu

momen kapasitas penampang sebesar, $M_n = 8800 \text{ kg.m}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} = 7920 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n > M_u \rightarrow 7920 > 4517,18 \text{ OK}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{6} = 34,66 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{208}{6} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}}$$

$$34,66 \leq 69,6$$

maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_{yw} \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 20,8 \times 0,6 \times 1 \\ &= 18720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 18720 \\ &= 16848 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 16848 > 5237,56 \text{ kg } \mathbf{OK}$$

- Persamaan Interaksi

$$\frac{Mu}{\phi Mn} \leq 1$$

$$\frac{5860,25}{9237,33} = 0,63$$

$$0,63 < 1 \mathbf{OK}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{228,75}{360} = 0,63 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \left[\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} \right] + \frac{P_u L^3}{48EI_x}$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5}{384} \left[\frac{(0,325 + 1) \times 228,75^4}{2 \times 10^6 \times 4050} \right] + \frac{10019,73 \times 228,75^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 4050} \end{aligned}$$

$$f_{terjadi} = 0,314 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} \leq f_{ijin} \rightarrow 0,314 < 0,62 \text{ cm } \mathbf{OK}$$

Berdasarkan kontrol yang dilakukan di atas maka profil WF 300 x 250x125x6x9 memenuhi persyaratan dan dapat digunakan.

4.6 Preliminary Design

Preliminary design merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung menurut peraturan yang ada. Sebelum melakukan perencanaan awal, diperlukan data gedung dan juga penentuan beban yang akan diterima oleh gedung.

4.6.1 Perencanaan Tebal Plat Basement

Plat basement direncanakan setebal 40 cm sesuai dimensi yang biasa dipakai di lapangan untuk menahan beban yang ada di lantai basement serta gaya uplift air yang ada di tanah.

4.6.2 Perencanaan Balok Induk Basement

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2 pada tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung. Untuk f_y selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + \frac{f_y}{700})$. Direncanakan menggunakan tulang BJ 41 dimana $f_y=250$ Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok induk basement B10

$$h_{min} = \frac{L}{16} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{7600}{16} \times \left(0,4 + \frac{250}{700}\right) \\ = 359,6 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 400}{3} = 266,6 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Dimensi balok terlalu kecil, maka dimensi balok direncanakan ulang sesuai dimensi yang biasa diterapkan di lapangan.

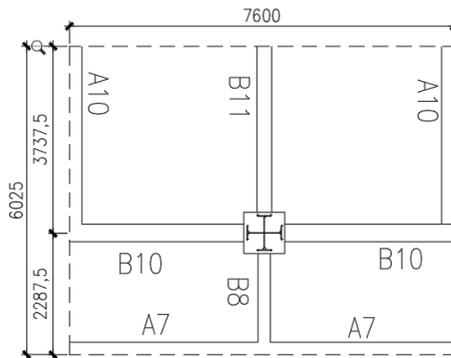
$$h_{min} = \frac{L}{12} = \frac{7600}{12} = 633,3 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm} \\ b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk B10 sebesar 600/400 mm

Balok Induk Basement	Panjang Bentang	Dimensi Balok
B10	7600	600/400 mm
B11	7475	600/400 mm
B8	4575	400/250 mm

4.6.3 Perencanaan Kolom Basement

Perencanaan dimensi kolom basement diambil dari As kolom C-6. Kolom C-6 diambil karena diperkirakan menerima beban strukur yang paling besar. Daerah pembebanan kolom dapat dilihat pada Gambar 31 di bawah ini.



Gambar 31 Daerah Pembebanan Kolom

Perhitungan beban berdasarkan luas tributary kolom dapat dilihat pada Tabel 10.

Tabel 10 Perhitungan Pembebanan Kolom C-6

beban hidup	Panjang	Lebar	Beban Hidup	Jumlah Lantai	Berat
	m	m	kg/m ²		kg
lantai atap	7.6	6.025	96	1	4395.84
lantai kamar	7.6	6.025	192	11	96708.48
lantai lobby	7.6	6.025	479	2	43866.82
lantai parkir	7.6	6.025	479	2	43866.82
Beban Hidup Total					188838

beban mati	panjang	lebar	tebal	Vc	Vs	Jumlah lantai	Berat
	m	m	m	kg/m ³	kg/m ³ *		kg
Plat bondek	7.6	6.025	0.1	2400	10.1	16	183233.3
BA Atap	15.075				65.4	1	985.905
BA Kamar A7	7.6				65.4	11	5467.44
BA Kamar A10	7.475				79.7	11	6553.333
BA lobby A7	7.6				79.7	2	1211.44
BA Lobby A10	7.475				107	2	1599.65
BA Parkir A7	7.6				79.7	2	1211.44
BA Parkir A10	7.475				107	2	1599.65
BI B8	2.2875				66	16	2415.6
BI B10	7.6				89.7	16	10907.52
BI B11	3.7375				89.7	16	5364.06
Kolom	Luas beton	Luas baja	tinggi kolom	Vc	Vs	Jumlah lantai	Berat
				kg/m ³	kg/m ³		kg
K1- B1	0.855625	0.050531	3.2	2400	7850	1	7840.539
K1- Dasar	0.855625	0.050531	3.65	2400	7850	1	8943.114
K1-Lobby	0.855625	0.050531	5	2400	7850	2	24501.68
K2- 3.9	0.680625	0.026759	3.4	2400	7850	5	31340.49
K3- 10.Atap	0.525625	0.02274	3.4	2400	7850	6	29376.18
beban mati tambahan	panjang	lebar		Berat		Jumlah lantai	Berat
	m	m		kg/m ²		lantai	kg
Spesi	7.6	6.025		42		16	30770.88
Plafond	8.6	7.025		11		16	10633.04
Penggantung	9.6	8.025		7		16	8628.48
Ducting + Plumbing	10.6	9.025		30		16	45919.2
Tegel Keramik	11.6	10.025		24		15	41864.4
Berat Total							460367.3
Sambungan 10%							46036.73
Beban Mati Total							506404

Maka, berat total (W)

$$\begin{aligned} W &= 1 D + 1 L \\ &= 506404 + 188838 \\ &= 695242 \text{ kg} \end{aligned}$$

Mutu beton untuk kolom adalah $fc' = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ kg/cm}^2$.
Nilai luas minimal kolom (A_{\min}) dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$A_{\min} = \frac{W}{\frac{1}{3} \times fc'}$$

Untuk mengantisipasi momen tambahan yang terjadi karena gedung memanjang, maka ditambahkan pengali $2/3$.

$$A_{\min} = \frac{W}{\frac{1}{3} \times fc' \times \frac{2}{3}} = \frac{695242}{\frac{1}{3} \times 400 \times \frac{2}{3}} = 7821,4 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{A_{\min}} = \sqrt{7821,4} = 88,5 \text{ cm}$$

Jadi, digunakan dimensi kolom 90 cm x 90 cm.

BAB V

PEMODELAN DAN ANALISA STRUKTUR

5.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktur Hotel Amaris Surabaya dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2016 Ultimate 16.0.3. Pada program ETABS 2016 Ultimate 16.0.3, hotel dimodelkan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen dimana rangka baja dan beton komposit yang berfungsi sebagai pemikul momen khusus. Struktur hotel dimodelkan sesuai dengan kondisi sebenarnya, sehingga dapat dijadikan acuan dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2015 dan SNI-1726-2012.

5.2 Pemodelan Struktur

5.2.1 Data Material

Material yang akan digunakan pada struktur Hotel Amaris Surabaya adalah beton dan baja. Nama dan fungsi masing-masing material dapat dilihat pada tabel 10.

Tabel 11 Data Material

Nama Material	Fungsi
Beton $f'c$ 40 Mpa	Kolom
Beton $f'c$ 30 Mpa	Plat Lantai
Baja BJ 41	Balok dan Tulangan Kolom
Bondek	Plat Bondek

Berikut ini adalah data material yang didefinisikan dalam program ETABS 2016 Ultimate 16.0.3.

Material Property Data	
General Data	
Material Name	BETON FC 40
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	23.5631 kN/m ³
Mass per Unit Volume	2402.77 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	29725.41 MPa
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	12385.59 MPa
Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	
Material Property Design Data	
Material Name and Type	
Material Name	BETON FC 40
Material Type	Concrete, Isotropic
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	40 MPa
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Gambar 32 Material Beton fc 40

Material Property Data	
General Data	
Material Name	BJ 41
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76.9822 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7850 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	200000 MPa
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	76923.08 MPa
Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	
Material Property Design Data	
Material Name and Type	
Material Name	BJ 41
Material Type	Steel, Isotropic
Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	250 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	410 MPa
Effective Yield Stress, Fye	375 MPa
Effective Tensile Strength, Fue	615 MPa

Gambar 33 Material Baja BJ 41

Material Property Data	
General Data	
Material Name	BONDEK
Material Type	ColdFormed
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76.9729 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7849.047 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	203395.36 MPa
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	78228.98 MPa
Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	
Material Property Design Data	
Material Name and Type	
Material Name	BONDEK
Material Type	ColdFormed, Isotropic
Design Properties for Cold Formed Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	480 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	570 MPa

Gambar 34 Material Plat Bondek

5.2.2 Data Elemen Struktur

Data elemen struktur Hotel Amaris Surabaya berupa kolom komposit kingcross balok anak dan balok induk profil WF.

Program bantu ETABS 2016 Ultimate 16.0.3 telah menyediakan form untuk mengisi dimensi maupun mutu material yang digunakan seperti gambar di bawah ini.

Frame Properties

Filter Properties List

Type: ▼

Filter:

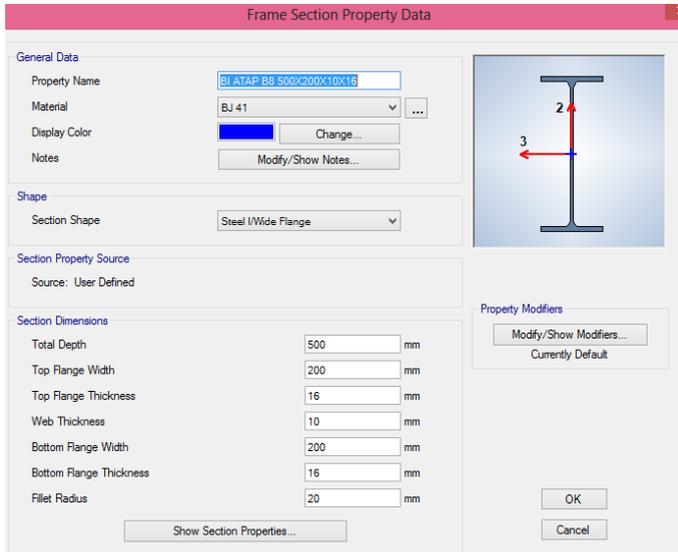
Click to:

Properties

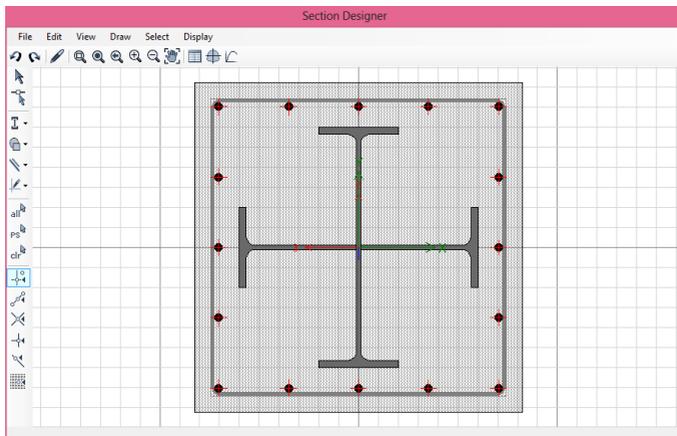
Find This Property

BA - ATAP - A10 DAN A7 - WF 300X200X9X14
BA - ATAP - A10 DAN A7 - WF 300X200X9X14
BA - KAMAR - A7 - WF 300X200X9X14
BA - KAMAR - A10 - WF 350X250X9X14
BA - LOBBY - A7 - WF 350X250X9X14
BA - LOBBY - A10 - WF 400X300X10X16
balok anak ramp
balok penumpang ramp
balok utama ramp
BA - PARKIR - A7 - WF 350X250X9X14
BA - PARKIR - A10 - WF 400X300X10X16
BI ATAP B8 500X200X10X16
BI ATAP B10 500X200X10X16
BI ATAP B11 500X200X10X16
BI KAMAR B8 500X200X10X16
BI KAMAR B10 500X200X10X16
BI KAMAR B11 500X200X10X16
BI LOBBY B8 500X200X10X16
BI LOBBY B10 500X200X10X16
BI LOBBY B11 500X200X10X16
BI PARKIR B8 500X200X10X16

Gambar 35 Elemen Struktur Hotel Amaris Surabaya



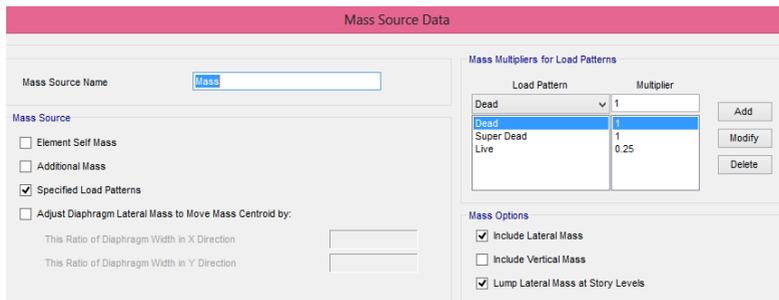
Gambar 36 Elemen Balok



Gambar 37 Elemen Kolom

5.2.3 Besaran Massa

Besaran massa elemen struktur (*mass source*) adalah massa struktur yang akan digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal pada pilihan *Define*→*Mass Source*. Dalam peninjauan pembebanan gempa, massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan faktor reduksi 0,25 sesuai dengan Pasal 7.7.2 Poin 1 SNI 1726:2012



Mass Source Name:

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Super Dead	1
Live	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

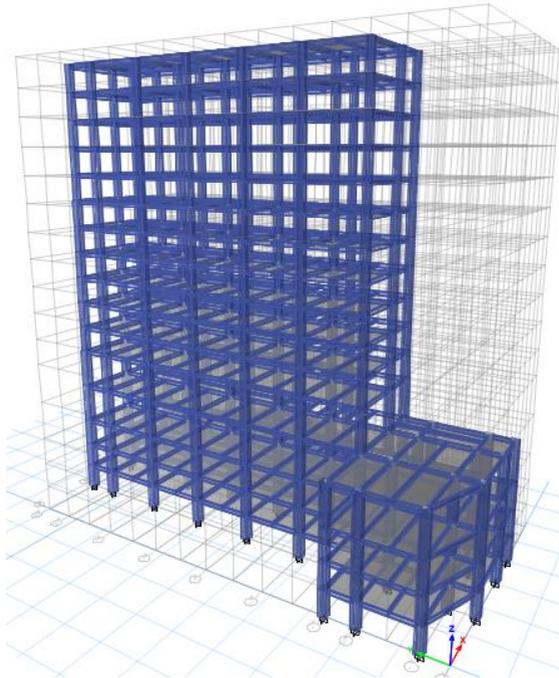
Gambar 38 Besaran Massa Elemen Struktur

5.2.4 Lantai Tingkat sebagai Diafragma

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.3.1.2, lantai dengan dek metal yang diberi penutup topping beton dapat dianggap kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal.

5.2.5 Pemodelan Struktur 3 Dimensi

Berikut ini adalah pemodelan struktur 3 dimensi yang telah dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2016 Ultimate 16.0.3.



Gambar 39 Pemodelan Hotel Amaris Surabaya menggunakan ETABS 2016 Ultimate 16.0.3

5.2.6 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1989 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati pada struktur sendiri terdiri dari beban sendiri bangunan dan beban mati tambahan seperti beban dinding dan beban merata. Untuk beban sendiri bangunan didapatkan dari analisis ETABS 2016 Ultimate 16.0.3 sedangkan beban mati tambahan sesuai dengan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1989. Berikut ini merupakan rincian beban mati tambahan pada struktur:

- Beban Mati (PPIUG 1989)
 - Berat sendiri beton : 2400 kg/m³
 - Adukan Finishing/cm : 21 kg/m³
 - Tegel : 24 kg/m²
 - Dinding bata ringan : 600 kg/m³
 - Plafond : 11 kg/m²
 - Penggantung : 7 kg/m²
 - Plumbing+ Ducting : 30 kg/m²

Beban mati tambahan yang dihitung pada struktur ini adalah sebagai berikut:

- a. Pelat lantai atap
- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
 - q_{Dtotal} = 90 kg/m²
- b. Pelat lantai kamar hotel, lobby dan parkir
- Berat spesi 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Tegel = 24 kg/m²
 - Berat Plafond = 11 kg/m²
 - Berat Penggantung = 7 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
 - q_{Dtotal} = 114 kg/m²

Beban mati struktur yang meliputi berat profil baja, bondek, dan beton tidak perlu dihitung karena akan otomatis terhitung pada program bantu.

2. Beban hidup

Beban hidup pada struktur bersifat tidak menumpu pada struktur bangunan. Beban hidup diambil dari Tabel 4-1 SNI 1727:2013. Beban hidup yang bekerja pada hotel ini adalah:

- Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)
 - Lantai Atap : 96 kg/m²
 - Lantai Lobby : 479 kg/m²
 - Lantai Kamar : 192 kg/m²
 - Lantai Basement : 479 kg/m²
 - Pelat Tangga : 479 kg/m²

Pembebanan struktur utama akibat beban mati dan beban hidup dalam struktur ini dimodelkan pembebanan satu arah, di mana beban didistribusikan ke pelat bondeks, lalu menumpu ke balok anak dan balok anak menumpu ke balok induk kemudian disalurkan ke kolom. Pembebanan satu arah dapat dimodelkan dalam program bantu dengan memilih *deck slab*.

3. Beban gempa

Hotel Amaris Surabaya direncanakan di Kota Surabaya yang termasuk zona lemah. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini menggunakan analisis beban gempa dinamik, dengan menggunakan parameter sesuai SNI 1726:2012.

4. Penentuan Klasifikasi Situs

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan test penetrasi tanah (SPT). Untuk mengetahui klasifikasi tanah, maka dilakukan tes penetrasi tanah (SPT) sesuai data tanah Kota Surabaya. Penentuan jenis tanah untuk peninjauan gempa adalah data tanah ada lapisan setebal maksimum 30 meter paling atas sesuai dengan Pasal 5.1 SNI 1726:2012.

Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah:

$$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras}$$

$$15 \geq \tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Sedang}$$

$$\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak}$$

Tabel 12 Perhitungan N Rata-rata

Lapisan	Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
1	-2	0	12	0
2	-4	2	8	0.25
3	-6	2	10	0.2
4	-8	2	12	0.166667
5	-10	2	6	0.333333
6	-12	2	13	0.153846
7	-14	2	11	0.181818
8	-16	2	14	0.142857
9	-18	2	10	0.2
10	-20	2	17	0.117647
11	-22	2	16	0.125
12	-24	2	23	0.086957
13	-26	2	23	0.086957
14	-28	2	33	0.060606
15	-30	2	26	0.076923
Kedalaman Total	30		Total	2.182611

$$\tilde{N} = \frac{30}{2,182} = 13,74 < 15$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, struktur bangunan ini termasuk ke dalam kondisi tanah lunak sehingga untuk pembebanan gempa digunakan *Response Spectrum* dengan klasifikasi tanah lunak.

Menurut SNI 1726:2012 Tabel 3 tentang Klasifikasi Situs, Hotel Amaris Surabaya memiliki klasifikasi SE (tanah lunak)

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

5.2.7 Pembebanan Gempa Dinamis

5.2.7.1 Penjelasan Umum

Salah satu metode perhitungan pengaruh gempa dalam perencanaan bangunan tahan gempa adalah dengan menggunakan respon spektrum. Respon spektrum merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012.

5.2.7.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Penentuan respon spektrum rencana menggunakan SNI 1726:2012 dengan beberapa parameter yang harus ditentukan, berikut merupakan parameter yang ditentukan sesuai peraturan:

1. Kategori Risiko Bangunan Gedung
 Sesuai dengan SNI 1726:2012 Tabel 1, untuk hotel termasuk dalam Kategori Risiko II.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
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 manufaktru - Pabrik 	II

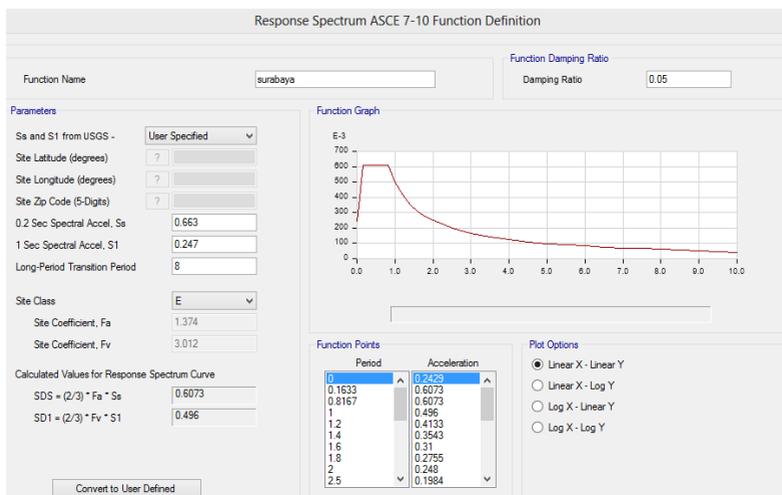
2. Faktor Keutamaan
 Sesuai dengan SNI 1726:2012 Tabel 2, setelah didapatkan bahwa gedung termasuk dalam risiko II maka, ditentukan Faktor Keutamaan Gempa, $I_e = 1,0$.

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

3. Parameter Respon Spektrum
 Berdasarkan Desain Spektra Indonesia, kota Surabaya memiliki nilai parameter respon spectrum untuk kelas E sebagai berikut:

Tabel 13 Parameter Respon Spektrum Surabaya

PGA (g)	0.325	SM1 (g)	0.744
Ss (g)	0.663	SDS (g)	0.607
S1 (g)	0.247	SD1 (g)	0.496
Fa	1.374	To (s)	0.163
Fv	3.012	Ts (s)	0.817
SMS (g)	0.911		

**Gambar 40** Grafik Respon Spektrum Surabaya

4. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan Tabel 13 tentang Parameter Respon Spektrum Surabaya, didapatkan $SDS = 0,607$ dan $SM1 = 0,744$ dan gedung termasuk dalam kategori risiko II. Maka berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 6 tentang Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek dan SNI 1726:2012 Tabel 7 tentang Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik, Hotel Amaris Surabaya memiliki kategori desain seismik tergolong kategori D.

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

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

5. Parameter Struktur

Pada Tabel 14 tentang Parameter Struktur, dapat dilihat bahwa untuk kategori desain seismik D dengan sistem struktur rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus tidak memiliki batasan ketinggian. Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 9 poin C.8, didapatkan nilai parameter struktur untuk sistem struktur rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus adalah sebagai berikut:

Tabel 14 Parameter Struktur

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Renspon	Faktor Kuat Lebih Sistem	Faktor Pembesaran Defleksi	Batas Sistem Struktur dan Batas Tinggi Struktur (m)				
				Kategori Desain Seismik				
	R	Ω	Cd	B	C	D	E	F
Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB

5.2.7.3 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang baik dalam arah x dan arah y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan

dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30% sesuai Pasal 7.5.3 SNI 1726:2012.

- Gempa Respons Spektrum X:

100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y

- Gempa Respons Spektrum Y:

100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

Maka dari itu, untuk 100% dari beban gempa:

$$\text{Skala faktor} = 100\% \times g \times \frac{I}{R} = 1 \times 9,81 \times \frac{1}{8} = 1,226$$

Untuk 30% dari beban gempa:

$$\text{Skala faktor} = 30\% \times g \times \frac{I}{R} = 0,3 \times 9,81 \times \frac{1}{8} = 0,368$$

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	surabaya	1225.83
Acceleration	U2	surabaya	367.75

Add
Delete

Gambar 41 Gempa Arah X

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

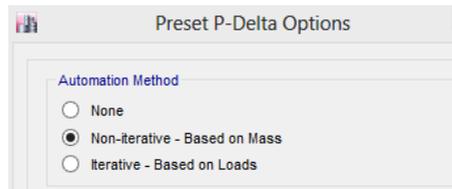
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	surabaya	367.75
Acceleration	U2	surabaya	1225.83

Add
Delete

Gambar 42 Gempa Arah Y

5.2.8 Pembebanan P Delta

Pengaruh P-Delta adalah suatu gejala yang terjadi akibat beban gempa lateral yang menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Input pembebanan delta P dapat dilihat pada Gambar 43



Gambar 43 Pembebanan P Delta

5.2.9 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang-barang yang dapat bergerak di dalam gedung mulai bekerja. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan factor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*). Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur ini mengacu pada Pasal 6.2.2 SNI 1726:2012 mengenai gempa sebagai berikut:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 0,5L ± Ex
- 1,2D + 0,5L ± Ey
- 0,9D ± Ex
- 0,9D ± Ey

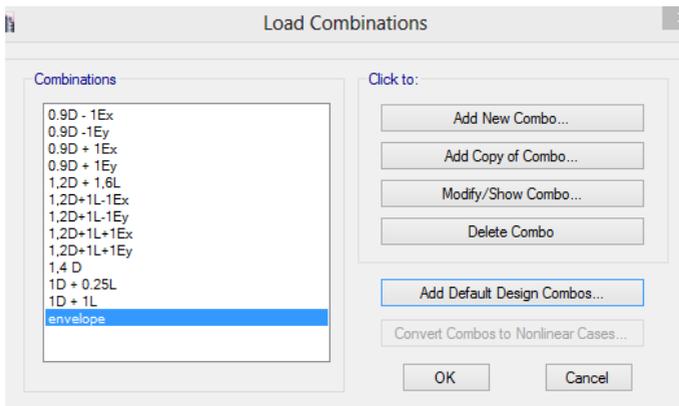
Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS 2016 Ultimate 16.0.3 dengan menggunakan *option load combination* yang dapat dilihat pada Gambar 44



Gambar 44 Kombinasi Beban

5.3 Kontrol Berat Pemodelan Struktur

Berat struktur pada pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016 Ultimate 16.0.3 perlu untuk dikontrol dengan perhitungan manual. Hasil analisis ETABS 2016 Ultimate 16.0. harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan maksimal 5%.

Tabel 15 Perhitungan Beban Struktur secara Manual

beban hidup	Luas	Beban Hidup	Jumlah	Berat
	m ²	kg/m ²	Lantai	kg
lantai atap	423.12	96	1	40619.52
lantai kamar	423.12	192	11	893629.44
lantai lobby	597.18	479	2	572098.44
lantai parkir	778.82	479	2	746109.56
Beban Hidup Total				2252456.96

Beban Mati Tambahan	Beban	Luas	Jumlah	Berat
	kg/m	m ²	Lantai	
Atap	90	423.12	1	38080.8
Kamar	114	423.12	11	530592.48
Lobby	114	597.18	2	136157.04
Parkir	114	778.82	2	177570.96
Beban Total				882401.28

beban mati dinding	Panjang	Tinggi	W	Jumlah	Berat
	m	m	kg/m ²	lantai	kg
Dinding Kamar	209.7	3.4	60	11	470566.8
Dinding Lobby	328.4	5	60	2	197040
Dinding Parkir dasar	409.6	3.65	60	1	89702.4
Dinding Parkir B1	409.6	3.2	60	1	78643.2
Beban Total					835952.4

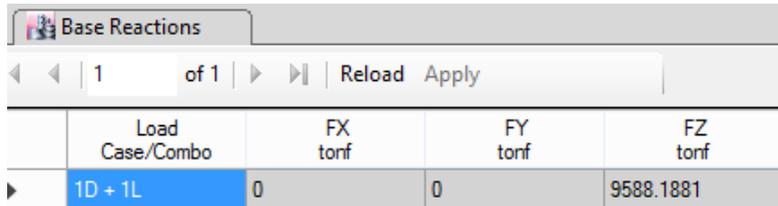
beban mati plat	Luas	tebal	Vc	Vs	Jumlah	Berat
	m ²	m	kg/m ³	kg/m ²	lantai	kg
Plat bondek atap	423.12	0.1	2400	10.1	1	105822.3
Plat bondek kamar	423.12	0.1	2400	10.1	11	1164045
Plat bondek lobby	597.18	0.1	2400	10.1	2	298709.4
Plat bondek parkir	778.82	0.1	2400	10.1	2	389565.8
Beban Total						1958142.944

Beban Mati balok	Beban	Panjang	Jumlah	Berat
	kg/m	m	Lantai	kg
BA Atap	65.4	69.3	1	4532.22
BA Kamar A7	65.4	22.8	11	16402.32
BA Kamar A10	79.7	46.5	11	40766.55
BA lobby A7	79.7	29.54	2	4708.676
BA Lobby A10	107	61.9	2	13246.6
BA Parkir A7	79.7	44.6	2	7109.24
BA Parkir A10	107	61.9	2	13246.6
BI B8 atap	66	32	1	2112
BI B10 atap	89.7	125.4	1	11248.38
BI B11 atap	89.7	52.3	1	4691.31
BI B8 kamar	66	32	11	23232
BI B10 kamar	89.7	125.4	11	123732.18
BI B11 kamar	89.7	52.3	11	51604.41
BI B8 lobby	66	45.7	2	6032.4
BI B10 lobby	89.7	176	2	31574.4
BI B11 lobby	89.7	106.7	2	19141.98
BI B8 parkir	66	81.5	2	10758
BI B10 parkir	89.7	221.4	2	39719.16
BI B11 parkir	89.7	106.7	2	19141.98
Beban Total				443000.406

Beban Mati	Jumlah kolom	Luas beton	Luas baja	tinggi kolom	Vc	Vs	Jumlah lantai	Berat
					kg/m ³	kg/m ³		kg
K1- B1	39	0.855625	0.050531	3.2	2400	7850	2	581291.9
K1- Dasar	39	0.855625	0.050531	3.65	2400	7850	1	331518.1
K1-Lobby	33	0.855625	0.050531	5	2400	7850	2	768535
K2- 3.9	21	0.680625	0.026759	3.4	2400	7850	5	635223.1
K3- 10.At	21	0.525625	0.02274	3.4	2400	7850	6	593519.5
Beban Total								2910087.633

Beban		Berat (kg)
Dead Load	beban mati plat	1958142.944
	Beban Mati balok	443000.406
	Beban Mati Kolom	2910087.633
	Sambungan	265561.5491
	Beban Mati Total	5576792.532
Super Dead	Beban Mati Tambahan	882401.28
	beban mati dinding	835952.4
	Beban Superdead total	1718353.68
Live Load	Beban Hidup Total	2252456.96
ID + 1 L		9547603.172

Sehingga beban mati dan beban hidup dengan kombinasi 1D+1L adalah 9.547.603,17 kg, sedangkan hasil perhitungan menggunakan ETABS 2016, hasilnya sebagai berikut



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
1D + 1L	0	0	9588.1881

Gambar 45 Perhitungan Struktur menggunakan ETABS 2016

Hasil beban mati dan hidup (D+L) dari ETABS 2016 adalah 9.588.188,1 kg . Selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari ETABS 2016 adalah sebagai berikut:

$$9.588.188,1 - 9.547.603,17 = 40.584,82 \text{ kg}$$

$$\frac{40.584,82}{9.588.188,1} \times 100\% = 0.42\% < 5\% \text{ (OK)}$$

Jadi, permodelan struktur Hotel Amaris Surabaya dapat diterima.

5.4 Kontrol Desain

Pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016 harus dikontrol kembali setelah melalui kontrol berat. Hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan apakah sistem struktur tersebut dapat diterima atau tidak. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut:

1. Kontrol partisipasi
2. Kontrol periode getar struktur
3. Kontrol nilai akhir respon spectrum
4. Kontrol batas simpangan (*drift*)

5.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan ETABS 2016 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 16 berikut:

Tabel 16 Modal Participating Mass Ratio ETABS 2016

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.391	0.5656	0.004
Modal	2	2.109	0.5724	0.5574
Modal	3	1.782	0.5871	0.5748
Modal	4	0.732	0.6861	0.5759
Modal	5	0.669	0.6899	0.68
Modal	6	0.584	0.7013	0.686
Modal	7	0.396	0.7887	0.6882
Modal	8	0.376	0.7892	0.7392
Modal	9	0.345	0.7922	0.7634
Modal	10	0.267	0.8245	0.768
Modal	11	0.25	0.8427	0.7991
Modal	12	0.234	0.8459	0.8323
Modal	13	0.187	0.8502	0.8366
Modal	14	0.179	0.8791	0.8395
Modal	15	0.171	0.8807	0.871
Modal	16	0.148	0.8809	0.8734
Modal	17	0.132	0.9026	0.8734
Modal	18	0.127	0.9034	0.8745
Modal	19	0.126	0.9035	0.895

Modal	20	0.121	0.905	0.8956
Modal	21	0.114	0.9052	0.8956
Modal	22	0.114	0.9108	0.8971
Modal	23	0.106	0.9109	0.8993
Modal	24	0.104	0.9301	0.9024
Modal	25	0.1	0.9349	0.9071

Dari tabel di atas didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 90,26% pada moda ke 17 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,24% pada moda ke 24. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari $T_a = C_t \times h_n^x$.

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atasnya, dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} seperti yang dapat dilihat dalam tabel 17 berikut.

Tabel 17 Faktor Gempa Kota Surabaya

PGA (g)	0.325	SM1 (g)	0.744
Ss (g)	0.663	SDS (g)	0.607
S1 (g)	0.247	SD1 (g)	0.496
Fa	1.374	To (s)	0.163
Fv	3.012	Ts (s)	0.817
SMS (g)	0.911		

Hotel Amaris Surabaya memiliki tinggi struktur 54,5 m. Pada struktur ini digunakan Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus sehingga pada Tabel 14 dan 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai:

Tabel 14 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

Tabel 15 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilindungi 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

$$C_t = 0,0724$$

$$x = 0,8$$

$$h_n = 54,5 \text{ m}$$

maka :

- Menghitung Periode Fundamental Perkiraan

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

$$T_a = 0,0724 \times 54,5^{0,8} = 1,773 \text{ detik}$$

- Menghitung Batas Atas Periode Struktur

Nilai C_u didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai

$$S_{D1} = 0,496, \text{ maka:}$$

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 1,773 = 2,482 \text{ detik}$$

Menurut Pasal 7.9.4.1 SNI 1726:2012, periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan T_c
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Keterangan:

T_c = Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisis struktur

Berdasarkan hasil analisis program bantu ETABS 2016 maka didapat $T_c = 2,391$ detik. Sehingga, $T_c = 2,391$ detik; $T_a = 1,773$ detik; $C_u \times T_a = 2,482$ detik. Karena $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah $T_c = 2,391$ detik. Berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \times T_a$ sehingga struktur gedung masih memenuhi syarat Pasal 7.8.2 SNI 1726:2012.

5.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1 adalah:

$$V = C_s \times W$$

Di mana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,607}{\frac{8}{1}} = 0,075875$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,607}{2,391 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,0317$$

Nilai C_s harus lebih besar dari:

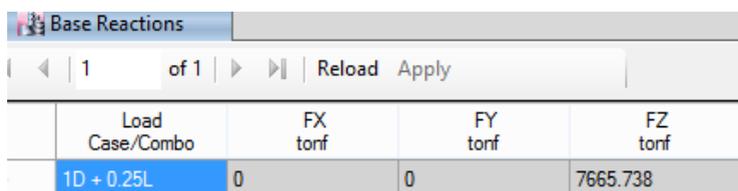
$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1,0 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,0267 \geq 0,01$$

Maka diambil $C_s = 0,0317$

Berdasarkan analisis yang sudah dilakukan dengan program bantu ETABS 2016, didapatkan berat seismik struktur Hotel Amaris Surabaya sesuai dengan gambar 46 berikut:



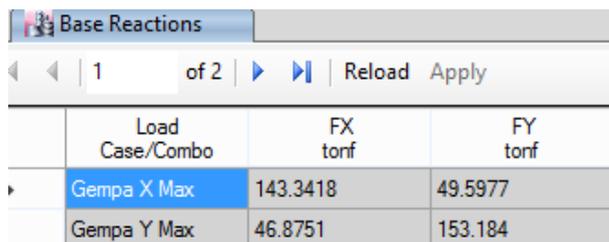
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
1D + 0.25L	0	0	7665.738

Gambar 46 Berat Seismik Struktur Hotel Amaris Surabaya

Berdasarkan tabel di atas, didapat berat seismik bangunan sebesar 7.665.738 kg. Maka

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,0317 \times 7.665.738 \\ &= 243.003,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis menggunakan program bantu ETABS 2016, didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) akibat beban gempa arah X dan arah Y sebagai berikut:



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Gempa X Max	143.3418	49.5977
Gempa Y Max	46.8751	153.184

Gambar 47 Base Reaction Akibat Beban Gempa Arah X Dan Arah Y

Kontrol:

Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$143.341,8 \leq 0,85(243.003,9)$$

$$143.341,8 \leq 206.553,3 \quad (\text{NOT OK})$$

Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$153.184 \leq 0,85(243.003,9)$$

$$153.184 \leq 206.553,3 \quad (\text{NOT OK})$$

Berdasarkan kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut Pasal 7.9.4.2 SNI 1726:2012 tertulis jika gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut:

- Arah X

$$Faktor = \frac{0,85V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamikX}}} = \frac{206.553,3}{143.341,8} = 1,44$$

$$U_1 = \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times = \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,44 = 1,7658$$

$$U_2 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times = 0,3 \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,44 = 0,5297$$

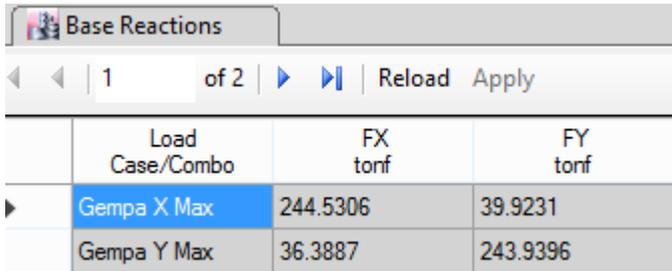
- Arah Y

$$Faktor = \frac{0,85V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamikY}}} = \frac{206.553,3}{153.184} = 1,348$$

$$U_1 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times = 0,3 \times \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,348 = 0,49$$

$$U_2 = \left(g \frac{I_e}{R} \right) \times = \left(9,81 \times \frac{1}{8} \right) \times 1,348 = 1,65$$

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukkan kembali faktor U_1 dan U_2 arah X dan Y, lalu dilakukan analisis ulang untuk mendapatkan *base reaction* yang baru.



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Gempa X Max	244.5306	39.9231
Gempa Y Max	36.3887	243.9396

Gambar 48 Base Reaction setelah diberi Faktor Skala.

Dilakukan kontrol ulang terhadap gempa arah X dan Y sebagai berikut:

Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

$$244530,6 \geq 0,85(243.003,9)$$

$$244530,6 \geq 206.553,3 \quad (\text{OK})$$

Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85V_{\text{statik}}$$

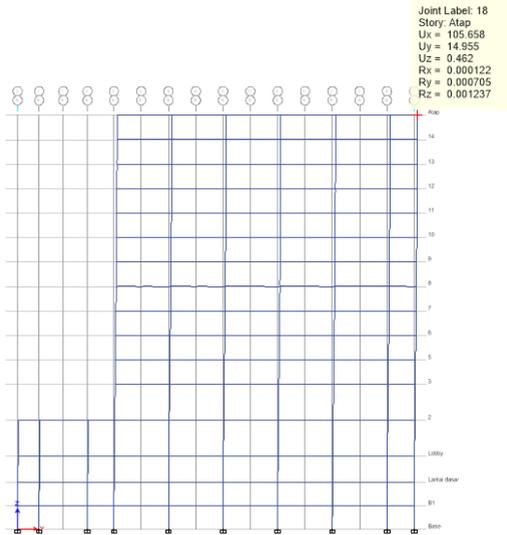
$$243939,6 \geq 0,85(243.003,9)$$

$$243939,6 \geq 206.553,3 \quad (\text{OK})$$

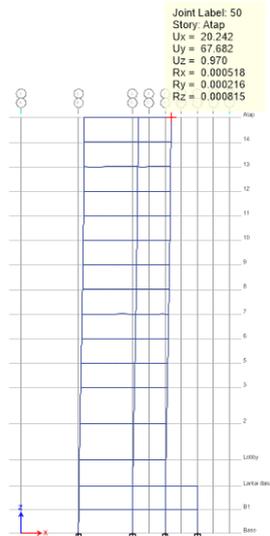
Berdasarkan kontrol di atas didapatkan bahwa analisis struktur memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

5.4.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Simpangan yang terjadi didapatkan dari analisis program bantu ETABS 2016 seperti pada gambar 49 berikut.



Gambar 49 Simpangan Akibat Gempa Arah X



Gambar 50 Simpangan Akibat Gempa Arah Y

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan Pasal 7.9.3 SNI 1726:2012, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus:

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Di mana:

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1:

$$\Delta_{i1} = C_d \times \delta_{e1}/I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2:

$$\Delta_{i1} = (\delta_{e2} - \delta_{e1})C_d/I$$

Di mana:

δ_{e1} = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = faktor pembesaran defleksi

I = faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari SNI 1726:2012 Tabel 9 didapatkan $C_d = 4$ dan dari SNI 1726:2012 Tabel 2 didapat nilai $I = 1$. Berdasarkan Tabel 16 SNI 1726:2012 untuk semua struktur lainnya, simpangan antar tingkat ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02h_{sx}$$

Di mana:

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah x

Tabel 18 Simpangan Ijin tiap Lantai

Lantai	Tinggi	Simpangan Ijin	
		m	mm
Kamar	3.4	0.068	68
Lobby	5	0.1	100
Dasar	3.65	0.073	73
Parkir	3.2	0.064	64

Tabel 19 Simpangan Gempa Arah X dan Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Gempa X		Gempa Y	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Atap	57.45	105.658	14.955	20.248	76.143
14	54.05	103.43	14.643	19.747	74.42
13	50.65	100.506	14.234	19.109	72.098
12	47.25	96.733	13.706	18.314	69.015
11	43.85	92.076	13.057	17.362	65.152
10	40.45	86.525	12.283	16.241	60.505
9	37.05	80.332	11.422	14.996	55.318
8	33.65	73.544	10.478	13.638	49.627
7	30.25	66.119	9.446	12.168	43.44
6	26.85	58.026	8.325	10.606	36.818
5	23.45	49.235	7.123	8.983	29.891
3	20.05	39.73	5.859	7.325	22.88
2	15.05	25.215	3.981	4.908	13.161
Lobby	10.05	12.242	2.184	2.653	5.665
LD	6.4	5.306	1.016	1.245	2.266
B1	3.2	1.46	0.282	0.359	0.585

Tabel 20 Kontrol Simpangan Gempa Arah X

Lantai	Tinggi	Gempa X				Ket
	(m)	δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δi (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	57.45	105.658	2.228	8.912	68	OK
14	54.05	103.43	2.924	11.696	68	OK
13	50.65	100.506	3.773	15.092	68	OK
12	47.25	96.733	4.657	18.628	68	OK
11	43.85	92.076	5.551	22.204	68	OK
10	40.45	86.525	6.193	24.772	68	OK
9	37.05	80.332	6.788	27.152	68	OK
8	33.65	73.544	7.425	29.7	68	OK
7	30.25	66.119	8.093	32.372	68	OK
6	26.85	58.026	8.791	35.164	68	OK
5	23.45	49.235	9.505	38.02	68	OK
3	20.05	39.73	14.515	58.06	68	OK
2	15.05	25.215	12.973	51.892	100	OK
Lobby	10.05	12.242	6.936	27.744	100	OK
LD	6.4	5.306	3.846	15.384	73	OK
B1	3.2	1.46	1.46	5.84	64	OK

Tabel 21 Kontrol Simpangan Gempa Arah Y

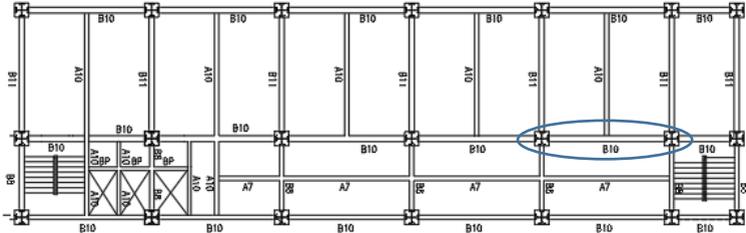
Lantai	Tinggi	Gempa Y				Ket
	(m)	δ_{ei} (mm)	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	57.45	76.143	1.723	6.892	68	OK
14	54.05	74.42	2.322	9.288	68	OK
13	50.65	72.098	3.083	12.332	68	OK
12	47.25	69.015	3.863	15.452	68	OK
11	43.85	65.152	4.647	18.588	68	OK
10	40.45	60.505	5.187	20.748	68	OK
9	37.05	55.318	5.691	22.764	68	OK
8	33.65	49.627	6.187	24.748	68	OK
7	30.25	43.44	6.622	26.488	68	OK
6	26.85	36.818	6.927	27.708	68	OK
5	23.45	29.891	7.011	28.044	68	OK
3	20.05	22.88	9.719	38.876	68	OK
2	15.05	13.161	7.496	29.984	100	OK
Lobby	10.05	5.665	3.399	13.596	100	OK
LD	6.4	2.266	1.681	6.724	73	OK
B1	3.2	0.585	0.585	2.34	64	OK

Berdasarkan kontrol di atas, maka analisis struktur Hotel Amaris Surabaya memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Perencanaan Balok Induk Memanjang



Berikut ini merupakan contoh perhitungan balok induk B10 pada lantai 2. Balok tersebut direncanakan menggunakan profil WF 500x200x10x16 dengan spesifikasi sebagai berikut:

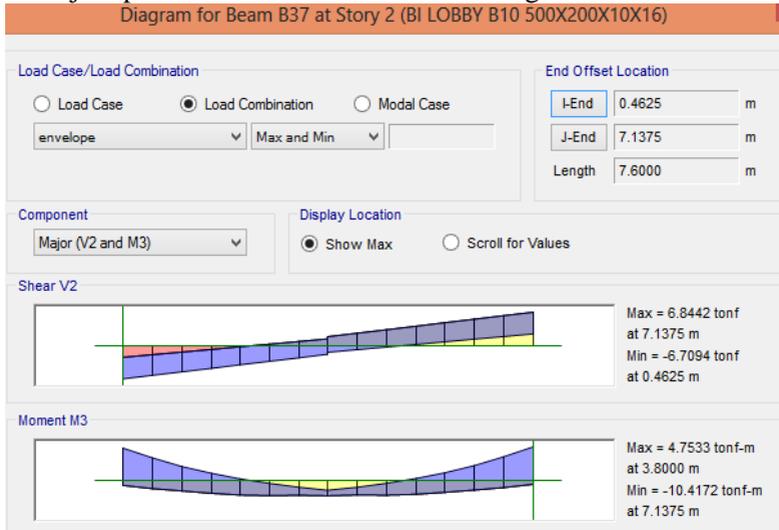
$W = 89,6 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$i_y = 4,33 \text{ cm}$
$A = 114,2 \text{ cm}^2$	$d = 500 \text{ mm}$	$S_x = 1910 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 47800 \text{ cm}^4$	$S_y = 214 \text{ cm}^3$
$t_w = 10 \text{ mm}$	$I_y = 2140 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$
$t_f = 16 \text{ mm}$	$i_x = 20,5 \text{ cm}$	

6.1.1 Sebelum Komposit

Pada kondisi balok sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban profil, pelat bondek, dan beton. Beban pekerja dan peralatan yang dipakai juga diperhitungkan dengan menambahkan faktor beban pada dead load.

a. Gaya dalam pada balok induk

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk B10 adalah sebagai berikut :



Gambar 51 Gaya Dalam Sebelum Komposit Balok Induk B8

$$M_u = 10417,2 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 6844,2 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,8 < 106,25 \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2096 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} = 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 52400$$

$$= 47160 \text{ kg.m} > M_u = 10417,2 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral L_b = Jarak antar balok anak

$$L_b = 380 \text{ cm}$$

$$L_p = 215,54 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_r = 64,74 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r \text{ (bentang menengah)}$$

- Karena bentang menengah, maka;

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$



$$M_a = 3993,7 \text{ kg.m}$$

$$M_b = 4753,3 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 3701,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max} = 10417,2 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 10417,2}{2,5 \times 10417,2 + 3 \times 3993,7 + 4 \times 4753,3 + 3 \times 3701,2} \leq 2,30$$

$$C_b = 1,91 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y \\ &= 2096 \cdot 2500 \\ &= 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,91 \left[5240000 - (5240000 - 0,7(2500) \times 1910) \left(\frac{380 - 216}{644 - 216} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} M_n &= 8620871,347 \text{ Kg.cm} \\ &= 86208,713 \text{ Kg.m} > M_p = 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 52400 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 52400 \text{ kg.m} \\ &= 47160 \text{ kg.m} > M_u = 10417,2 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8 < 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{386}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &\geq V_u \\ \emptyset V_n &= 0,9 \cdot 75000 \text{ kg} \\ &= 67500 \text{ kg} > 6884,2 \text{ kg} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 760 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{760}{360} = 2,11 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis ETABS 2016 didapatkan lendutan balok induk B10 sebagai berikut



Gambar 52 Lendutan Sebelum Komposit Balok Induk B10

$$f^0 = 0,2 \text{ cm}$$

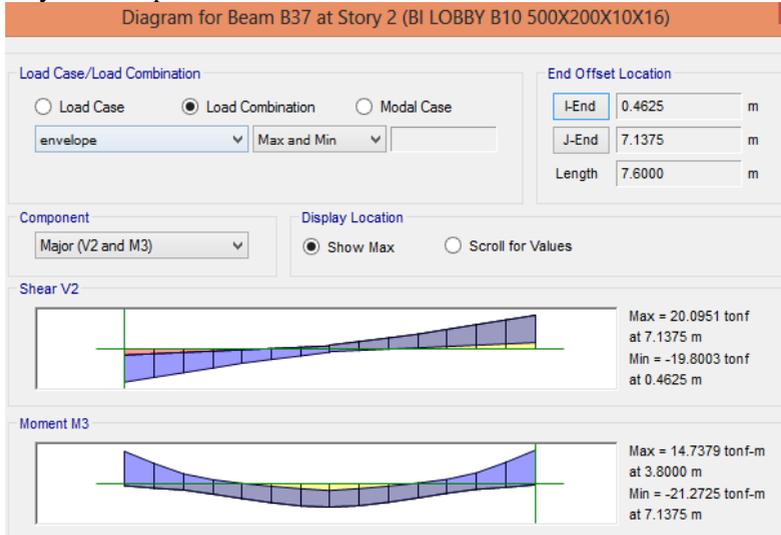
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,2 \text{ cm} < 1,27 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 500x200x10x16 mampu menahan beban sebelum komposit.

6.1.2 Setelah Komposit

Pada kondisi balok setelah komposit, balok dan beton sudah dianggap bekerja bersama menerima beban servis. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban mati yang mulai berkerja saat gedung digunakan.

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 53 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B10

$$M_u = 14737,9 \text{ kg.m}$$

$$M_u = -21272,5 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 20095,1 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Menurut Pasal I3.2a SNI 1728:2015, kekuatan lentur positif desain harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,8 < 106,25 \rightarrow$ penampang kompak
maka, M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2096 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \\ &= 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 52400 \\ &= 47160 \text{ kg.m} > 21272,5 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8 < 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{386}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 75000 \text{ kg} \\ &= 67500 \text{ kg} > 20095,1 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh.

Pelat Beton :

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$- b_{eff} < \frac{L}{8} \rightarrow \frac{7600}{8} = 950 \text{ mm}$$

$$- b_{eff} < \frac{S}{2} \rightarrow \frac{7475}{2} = 3738 \text{ mm}$$

Maka, diambil b_{eff} terkecil yaitu $950 \text{ mm} = 95 \text{ cm}$

Menentukan Momen Positif

- Menentukan C

$$A_c = b_{eff} \times t_b = 950 \times 100 = 95000 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \cdot F_y = 11420 \times 250 = 2855000 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 f'_c \cdot A_c = 0,85 \times 30 \times 95000 = 2422500 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_1 = 2422500 \text{ N}$

Karena $C_2 < C_1$, PNA jatuh di penampang baja

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$T = C_2$$

$$P_{yc} = C_1$$

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{P_{yc} - T}{2} \\ &= \frac{2855000 - 2422500}{2} \\ &= 216250 \text{ kg} \end{aligned}$$

df = tinggi bidang tertekan asumsi pada sayap

$$df = \frac{Cs}{b_f \cdot F_y} = \frac{216250}{20 \times 2500} = 4,325 \text{ cm}$$

df > tf = 1,6 cm, PNA jatuh di badan

Gaya pada sayap:

$$\begin{aligned} P_f &= b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ &= 20 \times 1,6 \times 2500 = 80000 \text{ kg} \end{aligned}$$

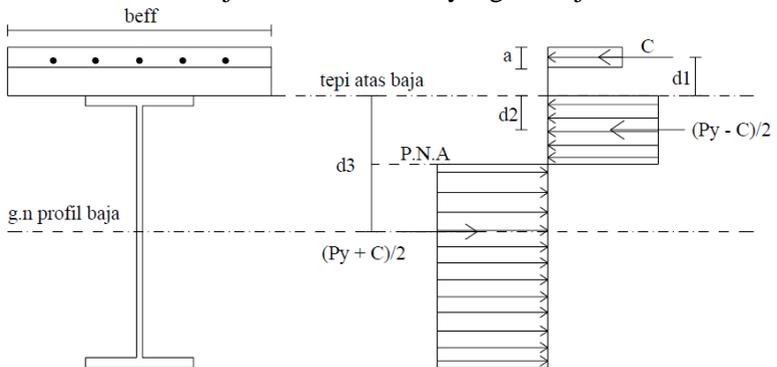
Gaya pada badan:

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= \frac{285500 - 24225}{2} - 80000 \\ &= 50637,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

aw = tinggi bidang tertekan pada badan

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{50637,5}{1 \times 2500} = 20,25 \text{ cm}$$

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja



$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b_{\text{eff}}} = \frac{2422500}{0,85 \times 30 \times 950} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_1 &= h_r + t_b - a/2 \\ &= 53 + 100 - 100/2 \\ &= 103 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5 \times t_f) + (P_w(t_f + 0,5 A_w))}{p_f + p_w} \\ &= \frac{(80000 \times 0,5 \times 1,6) + (50637,5(1,6 + 0,5 \times 20,25))}{80000 + 5637,5} \\ &= 5,6 \text{ cm} = 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Positif

$$\begin{aligned} M_n &= C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \\ M_n &= 2422500(103 + 50,4) + 2855000(250 - 50,4) \\ &= 941488096,8 \text{ N.mm} \\ &= 94148,8096 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi M_n &= 0,9 \times 94148,8096 \\ &= 84733,92 \text{ Kg.m} \geq 14737,9 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Menentukan Momen Negatif

Tulangan menambah kekuatan tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Data perencanaan:
Tulangan plat M7-150
 $b_{\text{eff}} = 572 \text{ mm}$
selimut beton (c) = 20 mm

Jumlah tulangan (n) = beff/jarak tulangan

$$n = 950/150 = 6,3 \approx 7 \text{ buah}$$

Diameter tulangan = 8 mm

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

- Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 8^2 = 50,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T &= n \cdot A_r \cdot f_u \\ &= 4 \cdot 50,2 \cdot 410 \\ &= 63082,6 \text{ N} \end{aligned}$$

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s \cdot F_y = 11420 \times 250 = 2855000 \text{ N}$$

Gaya pada sayap:

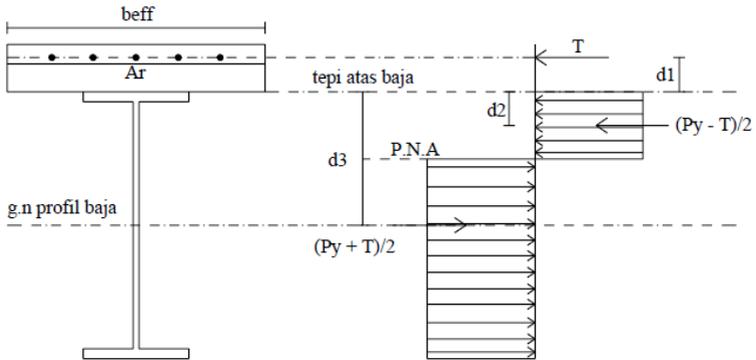
$$\begin{aligned} P_f &= b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ &= 200 \times 16 \times 250 \\ &= 800000 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya pada badan:

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= \frac{2855000 - 1441888}{2} - 800000 \\ &= 555405,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{555405,6}{10 \times 250} = 222 \text{ mm}$$

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja



$$\begin{aligned} d_1 &= hr + tb - c \\ &= 53 + 100 - 20 \\ &= 133 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5t_f) + (P_w(t_f + 0,5a_w))}{P_f + P_w} \\ &= \frac{(800000 \times 0,5 \times 16) + (555405,6(16 + 0,5 \times 222))}{800000 + 555405,6} \\ &= 56,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Negatif

$$\begin{aligned} M_n &= T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \\ M_n &= 144188,8(133 + 56,8) + 2855000(250 - 56,8) \\ &= 578963979 \text{ N.mm} \\ &= 57896,39 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 57896,39 \\ &= 52106,758 \text{ Kg.m} \geq Mu = 21272,5 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

e. Menentukan *connector stud*

Pada tugas akhir ini direncanakan *connector stud* baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud menggunakan Shear Connector *NELSON Stud Welding* dengan spesifikasi sebagai berikut :

Spesifikasi Stud 3/4 S3L dengan panjang 3 7/8

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 19,1 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 19^2 = 283 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

$$H_s = 3 \frac{7}{8} \text{ in} = 98,43 \text{ mm} \leq (h_r + 75) = 128 \text{ mm}$$

$$R_g = 0,1 \text{ (digunakan 2 stud baja tiap gelombang)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700 F_c^{0,5} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\ &= 0,5 \cdot 283 \cdot (30 \cdot 25742,96)^{0,5} \\ &= 124519,3179 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u = 1 \cdot 0,75 \cdot 283 \cdot 410 = 87140,88 \text{ N} < Q_n$$

(menentukan)

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = 87140,88 \text{ N}$$

$$V_h = C = 2422500 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{2422500}{87140,88} = 27,79 \approx 28 \text{ buah}$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 28 = 56$ buah.

Jarak Antar stud menjadi :

$$S_{min} = 6ds = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L}{N} = \frac{760}{28} = 27 \text{ cm (OK)}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 87140,88 \text{ N}$$

$$V_h = T = 144188,8 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1441888}{87140,88} = 1,65 \approx 2 \text{ buah}$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 2 = 4$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

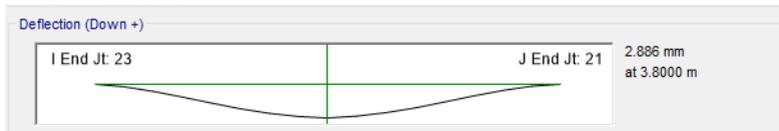
$$S_{min} = 6ds = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L}{N} = \frac{760}{2} = 380 \text{ cm} > S_{max}, \text{ maka digunakan } S=80 \text{ cm}$$

g. Kontrol lendutan

$$L = 760 \text{ cm}$$



Gambar 54 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B10

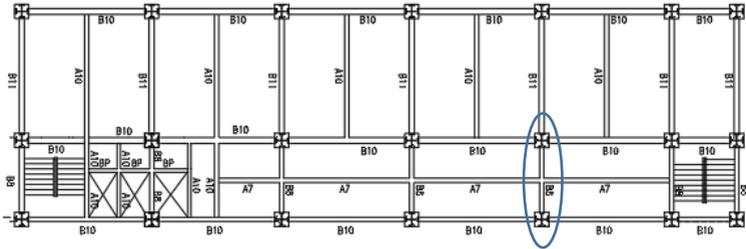
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{760}{360} = 2,11 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,29 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,29 \text{ cm} < 2,11 \text{ cm (ok)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 500x200x10x16 mampu menahan beban setelah komposit.

6.2 Perencanaan Balok Induk Melintang



Berikut ini merupakan contoh perhitungan balok induk B8 pada lantai 3. Balok tersebut direncanakan menggunakan profil WF 500x200x10x16 dengan spesifikasi sebagai berikut:

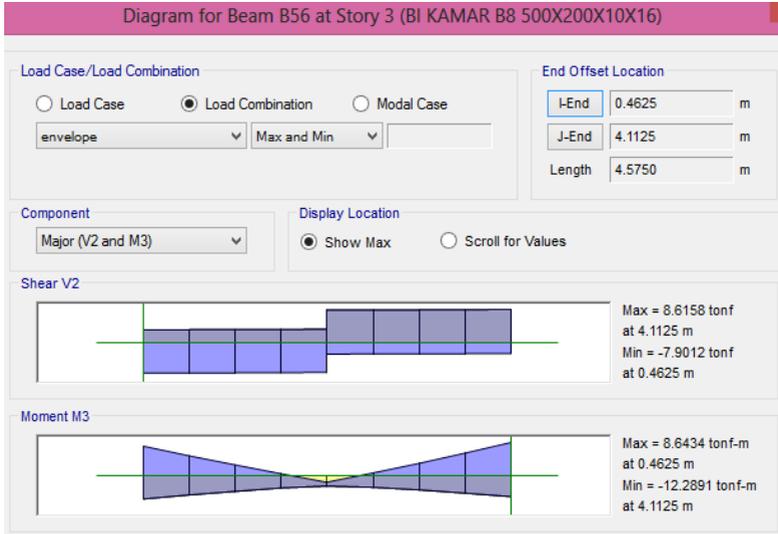
$W = 89,6 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$i_y = 4,33 \text{ cm}$
$A = 114,2 \text{ cm}^2$	$d = 500 \text{ mm}$	$S_x = 1910 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$I_x = 47800 \text{ cm}^4$	$S_y = 214 \text{ cm}^3$
$t_w = 10 \text{ mm}$	$I_y = 2140 \text{ cm}^4$	$Z_x = 2096 \text{ cm}^3$
$t_f = 16 \text{ mm}$	$i_x = 20,5 \text{ cm}$	

6.1.1 Sebelum Komposit

Pada kondisi balok sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban profil, pelat bondek, dan beton. Beban pekerja dan peralatan yang dipakai juga diperhitungkan dengan menambahkan faktor beban pada dead load.

a. Gaya dalam pada balok induk

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk B8 adalah sebagai berikut :



Gambar 55 Gaya Dalam Sebelum Komposit Balok Induk B8

$$M_u = 12289,1 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 8615,8 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,8 < 106,25 \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2096 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} = 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$
- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 52400 \\ &= 47160 \text{ kg.m} > M_u = 12289,1 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Jarak penahan lateral $L_b =$ Jarak antar balok anak
 $L_b = 228,75 \text{ cm}$
 $L_p = 215,54 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_r = 64,74 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_p \leq L_b \leq L_r =$ (bentang menengah)

- Karena bentang menengah, maka;

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$



$$\begin{aligned} M_a &= 6483 \text{ kg.m} \\ M_b &= 3846,1 \text{ kg.m} \\ M_c &= 6496,3 \text{ kg.m} \\ M_{\max} &= 10869,83 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 10869,83}{2,5 \times 12289,1 + 3 \times 6483 + 4 \times 3846,1 + 3 \times 6496,3} \leq 2,30$$

$$C_b = 1,81 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y = 2096 \cdot 2500 \\ &= 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,81 \left[5240000 - (5240000 - 0,7(2500) \times 1910) \left(\frac{229 - 216}{644 - 216} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} M_n &= 9359156,512 \text{ Kg.cm} \\ &= 93591,56 \text{ Kg.m} \leq M_p = 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 52400 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 52400 \text{ kg.m}$$

$$= 47160 \text{ kg.m} > M_u = 12289,1 \text{ kg.m (OK)}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8 < 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{386}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 75000 \text{ kg}$$

$$= 67500 \text{ kg} > 8615,8 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 458 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{458}{360} = 1,27 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis ETABS 2016 didapatkan lendutan balok induk B8 sebagai berikut



Gambar 56 Lendutan Sebelum Komposit Balok Induk B8

$$f^0 = 0,0552 \text{ cm}$$

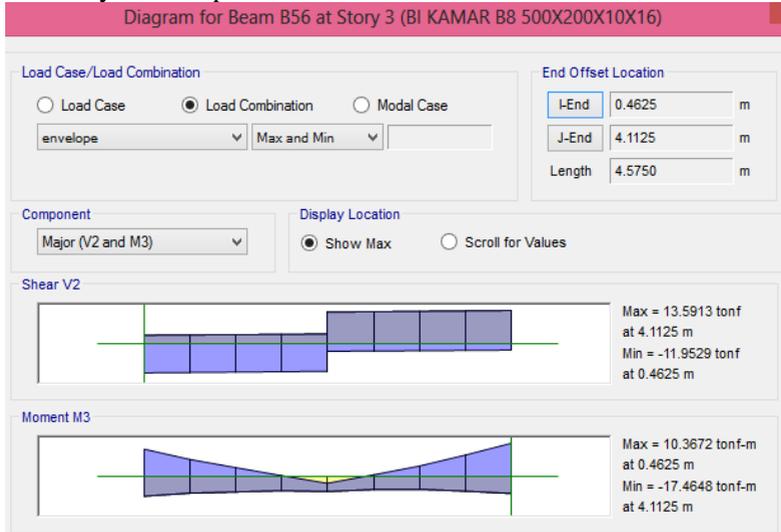
$$f^0 < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0,0552 \text{ cm} < 1,27 \text{ cm (OK)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 500x200x10x16 mampu menahan beban sebelum komposit.

6.1.2 Setelah Komposit

Pada kondisi balok setelah komposit, balok dan beton sudah dianggap bekerja bersama menerima beban servis. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban mati yang mulai berkerja saat gedung digunakan.

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 57 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B8

$$M_u = 10367,2 \text{ kg.m}$$

$$M_u = -17464,8 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 13591,3 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Menurut Pasal I3.2a SNI 1728:2015, kekuatan lentur positif desain harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,8 < 106,25 \rightarrow$ penampang kompak
maka, M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2096 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \\ &= 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 52400 \\ &= 47160 \text{ kg.m} > 17464,8 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8 < 260 \text{ maka } k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{386}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 42,8 \leq 69,6$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 75000 \text{ kg} \\ &= 67500 \text{ kg} > 13591,3 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh.

Pelat Beton :

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$- b_{eff} < \frac{L}{8} \rightarrow \frac{4575}{8} = 571,87 \text{ mm}$$

$$- b_{eff} < \frac{S}{2} \rightarrow \frac{7600}{2} = 3800 \text{ mm}$$

Maka, diambil b_{eff} terkecil yaitu 571,87 mm = 57,187 cm

Menentukan Momen Positif

- Menentukan C

$$A_c = b_{eff} \times t_b = 571,87 \times 100 = 57187 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \cdot F_y = 11420 \times 250 = 2855000 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 f'_c \cdot A_c = 0,85 \times 30 \times 57187 = 1458281,25 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_1 = 1458281,25 \text{ N}$

Karena $C_2 < C_1$, PNA jatuh di penampang baja

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$T = C_2$$

$$P_{yc} = C_1$$

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{P_{yc} - T}{2} \\ &= \frac{2855000 - 1458281,25}{2} \\ &= 698359,37 \text{ kg} \end{aligned}$$

df = tinggi bidang tertekan asumsi pada sayap

$$df = \frac{C_s}{b_f \cdot F_y} = \frac{698359,37}{20 \times 2500} = 13,96 \text{ cm}$$

df > tf = 1,6 cm, PNA jatuh di badan

Gaya pada sayap:

$$P_f = b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ = 20 \times 1,6 \times 2500 = 80000 \text{ kg}$$

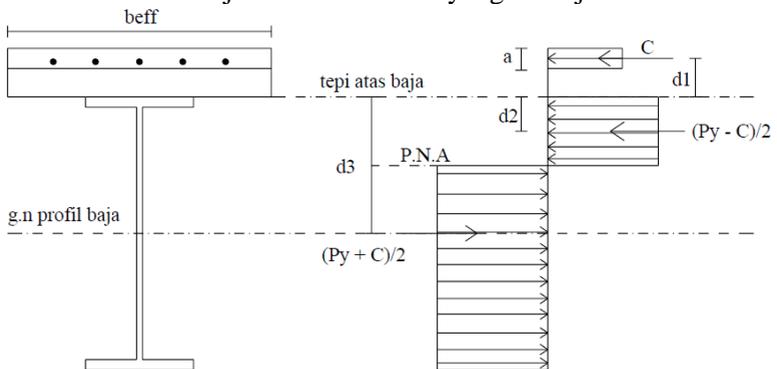
Gaya pada badan:

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ = \frac{285500 - 145828,1}{2} - 80000 \\ = 55458,59375 \text{ kg}$$

aw = tinggi bidang tertekan pada badan

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{55458,5}{1 \times 250} = 22,18 \text{ cm}$$

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja



$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b_{\text{eff}}} = \frac{1458281,3}{0,85 \times 30 \times 572} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_1 &= h_r + t_b - a/2 \\ &= 53 + 90 - 100/2 \\ &= 103 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5tf) + (P_w(tf + 0,5Aw))}{pf + pw} \\ &= \frac{(80000 \times 0,5 \times 1,6) + (55458,5(1,6 + 0,522,18))}{80000 + 55458,6} \\ &= 5,6 \text{ cm} = 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Positif

$$\begin{aligned} M_n &= C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \\ M_n &= 1458281,25(103 + 56,7) + 2855000(250 - 56,7) \\ &= 784778127,4 \text{ N.mm} \\ &= 78477,81 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi M_n &= 0,9 \times 78477,81 \\ &= 70630,03 \text{ Kg.m} \geq 10367,2 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Menentukan Momen Negatif

Tulangan menambah kekuatan tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Data perencanaan tulangan plat M7-150:

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= 572 \text{ mm} \\ \text{selimut beton (c)} &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jumlah tulangan (n) = beff/jarak tulangan

$$n = 572/150 = 3,8 \approx 4 \text{ buah}$$

Diameter tulangan = 7 mm

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

- Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 7^2 = 38,5 \text{ mm}^2$$

$$T = n \cdot A_r \cdot f_u$$

$$= 4 \cdot 38,5 \cdot 410$$

$$= 63082,6 \text{ N}$$

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s \cdot F_y = 11420 \times 250 = 2855000 \text{ N}$$

Gaya pada sayap:

$$P_f = b_f \cdot t_f \cdot F_y$$

$$= 200 \times 16 \times 250$$

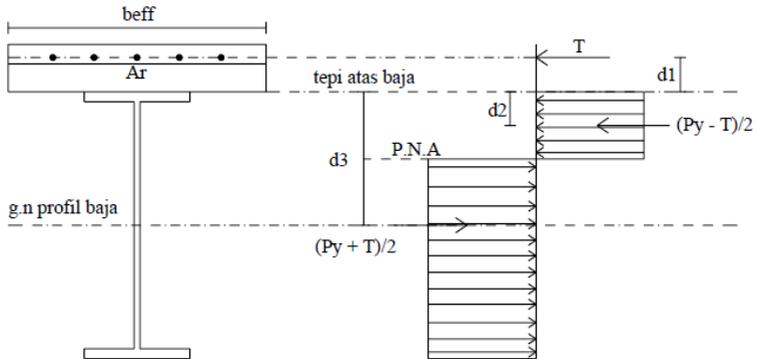
$$= 800000 \text{ N}$$

Gaya pada badan:

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= \frac{2855000 - 63082,6}{2} - 800000 \\ &= 595958,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{595958,7}{10 \times 250} = 238 \text{ mm}$$

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja



$$\begin{aligned} d_1 &= hr + tb - c \\ &= 53 + 100 - 20 \\ &= 133 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5t_f) + (P_w(t_f + 0,5a_w))}{P_f + P_w} \\ &= \frac{(800000 \times 0,5 \times 16) + (595958,7(16 + 0,5 \times 238))}{800000 + 595958,7} \\ &= 62,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Negatif

$$\begin{aligned} M_n &= T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \\ M_n &= 63082,6(133 + 62,3) + 2855000(250 - 62,3) \\ &= 548202598,6 \text{ N.mm} \\ &= 54820,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 54820,25 \\ &= 49338,23 \text{ Kg.m} \geq Mu = 17464,8 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

e. Menentukan *connector stud*

Pada tugas akhir ini direncanakan *connector stud* baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud menggunakan Shear Connector *NELSON Stud Welding* dengan spesifikasi sebagai berikut :

Spesifikasi Stud 3/4 S3L dengan panjang 3 7/8

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 19,1 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 19^2 = 283 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

$$H_s = 3 \frac{7}{8} \text{ in} = 98,43 \text{ mm} \leq (h_r + 75) = 128 \text{ mm}$$

$$R_g = 0,1 \text{ (digunakan 2 stud baja tiap gelombang)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700 F_c^{0,5} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\ &= 0,5 \cdot 283 \cdot (30 \cdot 25742,96)^{0,5} \\ &= 124519,3179 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u = 1 \cdot 0,75 \cdot 283 \cdot 410 = 87140,88 \text{ N} < Q_n \text{ (menentukan)}$$

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = 87140,88 \text{ N}$$

$$V_h = C = 1458281,25 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1458281,25}{87140,88} = 16,73 \approx 17 \text{ buah}$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 17 = 34$ buah.

Jarak Antar stud menjadi :

$$S_{min} = 6ds = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L}{N} = \frac{458}{28} = 13,5 \text{ cm (OK)}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 87140,88 \text{ N}$$

$$V_h = T = 63082,6 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{63082,6}{87140,88} = 0,72 \approx 1 \text{ buah}$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 1 = 2$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$S_{\min} = 6ds = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L}{N} = \frac{458}{2} = 229 \text{ cm} > S_{\max}, \text{ maka digunakan } S=80 \text{ cm}$$

g. Kontrol lendutan

$$L = 625 \text{ cm}$$



Gambar 58 Gaya Dalam Setelah Komposit Balok Induk B8

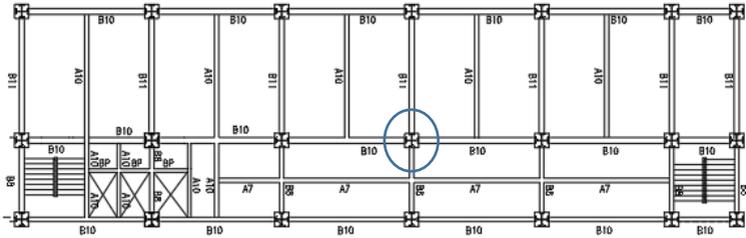
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{458}{360} = 1,27 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0832 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0832 \text{ cm} < 1,27 \text{ cm} \text{ (ok)}$$

Berdasarkan analisis dan kontrol di atas maka, WF 500x200x10x16 mampu menahan beban setelah komposit.

6.3 Perencanaan Kolom Komposit

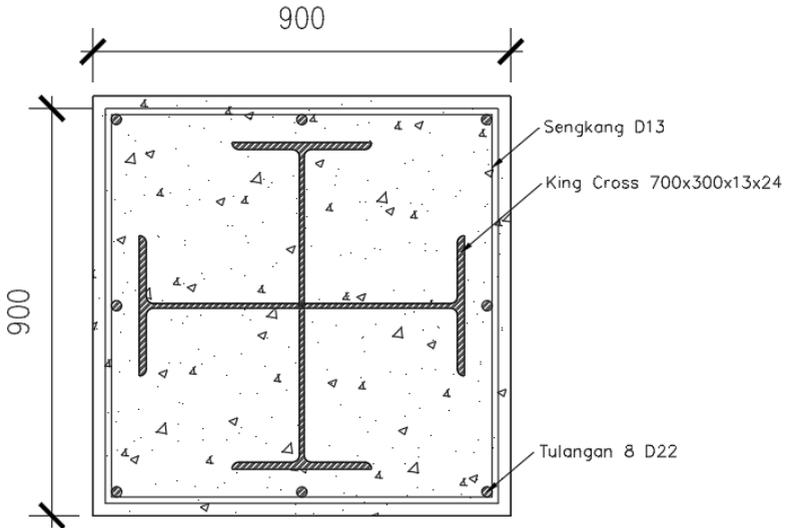


Pada perencanaan kolom, dipilih kolom dengan gaya dalam paling besar dari hasil analisa ETABS 2016. Kolom komposit K1 lantai Basement 2 direncanakan menggunakan profil king cross K700x300x13x24 dengan data-data sebagai berikut :

$H = 700 \text{ mm}$	$W = 369,7 \text{ kg/m}$	$Z_y = 6193,3 \text{ cm}^3$
$B = 300 \text{ mm}$	$I_x = 211800 \text{ cm}^4$	$S_x = 6051,4 \text{ cm}^3$
$tw = 13 \text{ mm}$	$I_y = 220791 \text{ cm}^4$	$S_y = 6193,3 \text{ cm}^3$
$tf = 24 \text{ mm}$	$i_x = 21,21 \text{ cm}$	
$r = 28 \text{ mm}$	$i_y = 21,65 \text{ cm}$	
$A_s = 471 \text{ cm}^2$	$Z_x = 6051,4 \text{ cm}^3$	

Material :

BJ 41 :	$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
	$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 59 Dimensi Kolom K1 lantai Basement 1

Penampang beton :

Dimensi = 900 x 900 mm²

Ag = 810000 mm²

L kolom = 3,2 m

fc' = 40 Mpa = 400 kg/cm²

Berat jenis beton (w) = 2400 kg/m³

Tulangan:

Tulangan utama : 8 D 22

Diamater tulangan utama : 22 mm, A= 3,8013 cm²

Jumlah tulangan utama : 8 buah, Asr= 30,41 cm²

Tulangan sengkang terpasang : Ø13 – 250

a. Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{471}{8100} = 0,058 = 5,8 \% > 4\% \quad \text{(OK)}$$

b. Cek Jarak sengkang menurut SNI 1729:2015 pasal I2.1a (2):
 $= 250 \text{ mm} < 406 \text{ mm (OK)}$

$$< \frac{1}{2} b = 0,5 \times 900 = 450 \text{ mm (OK)}$$

c. Cek luas tulangan longitudinal :

$$A_{st} > 0.18 \times \text{spasi tulangan longitudinal}$$

$$30,41 > 0.18 \times (90-2 \times 4-2 \times 1,3-2,2)$$

$$30,41 > 13,89 \text{ cm (OK)}$$

d. Cek mutu beton yang digunakan menurut SNI 1729:2015 pasal I1.3:

Mutu beton yang digunakan ($f_c = 40 \text{ MPa}$)

$$21 \text{ Mpa} < f_c < 70 \text{ Mpa}$$

$$21 \text{ MPa} \leq 40 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa (OK)}$$

Mutu baja yang digunakan ($f_y = 250 \text{ MPa}$)

$$f_{yr} < 380 \text{ MPa}$$

$$250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa (OK)}$$

e. Kontrol kuat tekan

Berdasarkan analisa ETABS 2016, diperoleh gaya dalam maksimum pada kolom sebagai berikut:



$$M_{ux} = 25106,1 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 13153,2 \text{ kg.m}$$

$$P_u = 783881,1 \text{ kg}$$

Menurut SNI 1729:2015 Pasal I2. 1c, kekuatan baja yang tersedia dari komponen struktur komposit terbungkus beton yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut

$$\begin{aligned} P_{no} &= F_y \times A_s + F_{ysr} \times A_{sr} + 0,85 \times f_c \times A_c \\ &= 2500 \times 471 + 2500 \times 30,41 + 0,85 \times 400 \times 90^2 \\ &= 4007525 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 (E_s I_s + 0,5 E_s I_{sr} + C1 E_c I_c)}{(KL)^2}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} C1 &= 0,1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) < 0,3 \\ &= 0,1 + 2 \left(\frac{471}{8100 + 471} \right) < 0,3 \\ &= 0,21 < 0,3 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0,043 \times w_c^{1,5} \times f_c'^{0,5} \\ &= 0,043 \times 2400^{1,5} \times 40^{0,5} \\ &= 31975,35 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C1 \times E_c \times I_c &= 0,21 \times 31975,35 \times \frac{1}{12} \times 900^4 \\ &= 3,67 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2 \\ &= 3,67 \times 10^{11} \text{ Kg.cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \times E_s \times I_{sr} &= 0,5 \times 200000 \left[\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \left(\frac{1}{2} \cdot (900 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 22) \right)^2 \right] \\ &= 5,66 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2 \\ &= 5,66 \times 10^9 \text{ Kg.cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_s \times I_s &= 2000000 \times 211800 \\
 &= 4,236 \times 10^{11} \text{ Kg.cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (KL)^2 &= 1 \times 320^2 \\
 &= 102400 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_e &= \frac{\pi^2 (4,236 \times 10^{11} + 5,66 \times 10^9 + 3,67 \times 10^{11})}{102400} \\
 &= 76745812,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{4007525}{76745812,5} = 0,0522 < 2,25$$

Karena $\frac{P_{no}}{P_e} < 2,25$ maka menurut SNI 1729:2015 Pasal I2. 1b, kuat tekan struktur komposit terbungkus beton yang dibebani aksial dihitung dengan rumus

$$\begin{aligned}
 P_n &= P_{no} \left[0,658 \frac{P_{no}}{P_e} \right] \\
 &= 4007525 [0,658^{0,0522}] \\
 &= 3920887 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,75 \times P_n \\
 &= 0,75 \times 3920887 \\
 &= 2940665 \text{ kg} > P_u = 783881,1 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol Kuat Lentur

Kontrol momen nominal kolom dihitung dengan persamaan berikut

$$Mnc = FyZ + \frac{1}{3} \left(5 - 2Cr.Asr.Fyr + \left(\frac{h}{2} - \frac{Aw.Fy}{1,7.f'c.h} \right) Aw.Fy \right)$$

Dimana:

$$Cr = 40 + 13 + (0,5 \times 22)$$

$$= 64 \text{ mm}$$

$$= 6,4 \text{ cm}$$

$$Asr = 30,41 \text{ cm}^2$$

$$Aw = (700 \times 13) + (700 - 13) \times 13$$

$$= 18031 \text{ mm}^2$$

$$= 180,31 \text{ cm}^2$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

Sehingga untuk sumbu X

$$Fy \times Zx$$

$$= 2500 \times 6051,4$$

$$= 15128500 \text{ kg.cm}$$

$$Cr \times Asr \times Fyr \times 2$$

$$= 6,4 \times 30,41 \times 2500 \times 2$$

$$= 973120 \text{ kg. cm}$$

$$Aw \times Fy$$

$$= 180,31 \times 2500$$

$$= 450775 \text{ kg}$$

$$\frac{Aw.Fy}{1,7 f'c.h} = \frac{450775}{1,7 \cdot 400 \cdot 90} = 7,36 \text{ cm}$$

$$Mnx = 15128500 + \frac{1}{3} \left(5 - 973120 + \left(\frac{90}{2} - 7,36 \right) 450775 \right)$$

$$= 20459852 \text{ kg.cm}$$

$$= 204598,52 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nx} &= 0,9 \times M_{nx} \\
 &= 0,9 \times 204598,52 \\
 &= 184138,67 \text{ kg.m} > M_{ux} = 25106,1 \text{ kg.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Sehingga untuk sumbu Y

$$\begin{aligned}
 F_y \times Z_y \\
 &= 2500 \times 6193,3 \\
 &= 15483250 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_r \times A_{sr} \times F_{yr} \times 2 \\
 &= 6,4 \times 30,41 \times 2500 \times 2 \\
 &= 973120 \text{ kg. cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_w \times F_y \\
 &= 180,31 \times 2500 \\
 &= 450775 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_w \cdot F_y}{1,7 \cdot f' \cdot c \cdot h} = \frac{450775}{1,7 \cdot 400 \cdot 90} = 7,36 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ny} &= 15483250 + \frac{1}{3} \left(5 - 973120 + \left(\frac{90}{2} - 7,36 \right) 450775 \right) \\
 &= 20814602 \text{ kg.cm} \\
 &= 208146,02 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{ny} &= 0,9 \times M_{ny} \\
 &= 0,9 \times 208146,02 \\
 &= 187331,4 \text{ kg.m} > M_{uy} = 13153,2 \text{ kg.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

g. Kontrol Interaksi

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_u = 783881,1 \text{ kg} \\
 P_c &= 0,9 P_n = 0,9 \cdot 3920887 = 3528798,3 \text{ kg} \\
 M_r &= M_u \\
 M_c &= 0,9 M_n
 \end{aligned}$$

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{783881,1}{3528798,3} = 0,22 > 0,2$$

Karena $\frac{Pr}{Pc} > 0,2$ maka menurut SNI 1729:2015 Pasal H1. 1, interaksi lentur dan gaya tekan komponen struktur simetris harus dibatasi oleh rumus

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,22 + \frac{8}{9} \left(\frac{25106,1}{184138,67} + \frac{13153,2}{187331,4} \right) \leq 1$$

$$0,4 < 1 \text{ (OK)}$$

Profil king cross K700x300x13x24 dapat digunakan sebagai kolom.

Tabel 22 Rekapitulasi Kolom Komposit

Nama	Profil Kolom	Ukuran Beton	Lantai
K1	K700x300x13x24	900x900	B2 - 2
K2	K600x200x11x17	800x800	3 - 9
K3	K500x200x10x16	700x700	10 - Atap

h. Cek Strong Column Weak Beam

Mn kolom > 1,2 Mn balok

184138,67 kg.m > 1,2 x 84733,92 kg.m

184138,67 kg.m > 101680,7 kg.m **(OK)**

i. Perencanaan Tulangan Pengekang Kolom

Gaya geser pada kolom telah ditahan oleh profil baja king cross pada inti kolom sehingga tulangan geser kolom hanya berfungsi sebagai pengekang beton akibat beban aksial kolom. Tulangan geser kolom direncanakan 2 kaki dengan diameter 13 mm. Jarak tulangan geser kolom minimum diatur dalam SNI 2847:2013.

Pengekangan dipasang sepanjang l_o dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang di mana pelelehan lentur terjadi. s adalah spasi tulangan transversal pada arah longitudinal dan s harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3, nilai s diambil nilai terkecil dari:

$$(a) \frac{1}{4} \times b \text{ kolom} = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$$

$$(b) 6 \times D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

s maks 132 mm

Diambil $s = 100 \text{ mm}$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4, pengekangan dipasang sepanjang l_o dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang di mana pelelehan lentur terjadi. Panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari (a), (b), dan (c):

$$(a) \text{ Tinggi komponen struktur pada muka joint} = 900 \text{ mm}$$

$$(b) \frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \times 3200 = 533 \text{ mm}$$

$$(c) 450 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan pengekang pada tumpuan D13-100 sepanjang 900 mm masing-masing ujung kolom.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang l_o di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi minimum:

$$(a) 6D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$(b) 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 100 \text{ mm}$

Sehingga digunakan spasi D13-100 untuk daerah luar l_o .

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

7.1.1 Lantai Atap

Berdasarkan perhitungan gaya geser (Bab 4.3.1), gaya yang bekerja pada balok anak sebesar 7453 kg, dengan dimensi balok anak WF 300x200x9x14 dan balok induk WF 500x200x10x16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.

- Perencanaan jarak baut

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.3,4,5

Jarak tepi (S_1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 18 \text{ mm atau } 15,6 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Pakai $S_1 = 30 \text{ mm}$

Jarak tepi (S_2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 18 \text{ mm atau } 15,6 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Pakai $S_2 = 30 \text{ mm}$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Pakai $S = 50 \text{ mm}$

- Sambungan pada badan balok anak

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.2, untuk mutu baut A325 kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu (F_{nv}) = 4750kg/cm².

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 0,9 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100 \\ &= 10295,1 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 10295,1 = 7721,325 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset Rn} = \frac{7453}{7721,325} = 0,96 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok induk

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.2, untuk mutu baut A325 kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu (F_{nv}) = 4750kg/cm².

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 12582,9 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

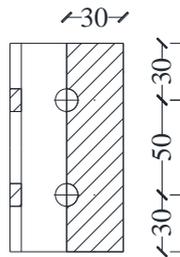
$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 12582,9 = 9437,18 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset Rn} = \frac{7453}{9437,18} = 0,78 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung L 60x60x6
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= db + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$L_{nv} = t_{\text{siku}} - 2 \varnothing \text{ lubang} = (11 - 2 \times 1,35) = 8,3 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = 8,3 \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

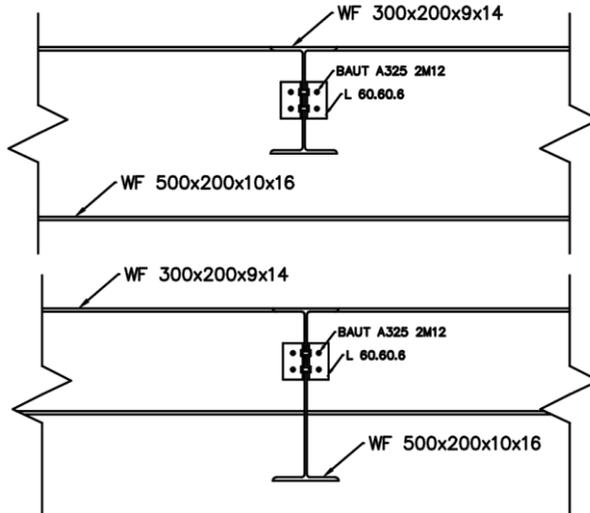
$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,9 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\varnothing P_u = 2 \cdot 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \varnothing P_u \rightarrow 7453 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 60 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk Atap

7.1.2 Lantai Kamar

Berdasarkan perhitungan gaya geser (Bab 4.3.2), gaya yang bekerja pada balok anak sebesar 10925,8 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x9x14 dan balok induk WF 500x200x10x16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.

- Perencanaan jarak baut

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.3,4,5

Jarak tepi (S_1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 18 mm atau 15,6 mm s/d 72 mm atau 150 mm

Pakai $S_1 = 30 \text{ mm}$

Jarak tepi (S_2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 18 mm atau 15,6 mm s/d 72 mm atau 150 mm

Pakai $S_2 = 30 \text{ mm}$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 36 mm s/d 90 mm atau 200 mm
 Pakai S = 50 mm

- Sambungan pada badan balok anak
 Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.2, untuk mutu baut A325 kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu (F_{nv}) = 4750kg/cm².

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= 1,2 \ell_c t Fu \leq 2,4 d t Fu \\ &= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 0,9 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100 \\ &= 10295,1 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 10295,1 = 7721,325 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset Rn} = \frac{10925,8}{7721,325} = 1,4 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok induk
 Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.2, untuk mutu baut A325 kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu (F_{nv}) = 4750kg/cm².

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1,2 \ell c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\
 &= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\
 &= 12582,9 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 12582,9 = 9437,18 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset R_n} = \frac{10925,8}{9437,18} = 1,15 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol kekuatan siku penyambung

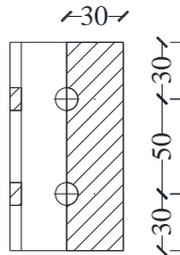
Dipakai siku penyambung L 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\emptyset \text{ lubang} = d_b + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$$

$$= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$$



Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$L_{nv} = t_{\text{siku}} - 2 \emptyset \text{ lubang} = (11 - 2 \times 1,35) = 8,3 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = 8,3 \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg} \text{ (Menentukan)}$$

Kuat putus

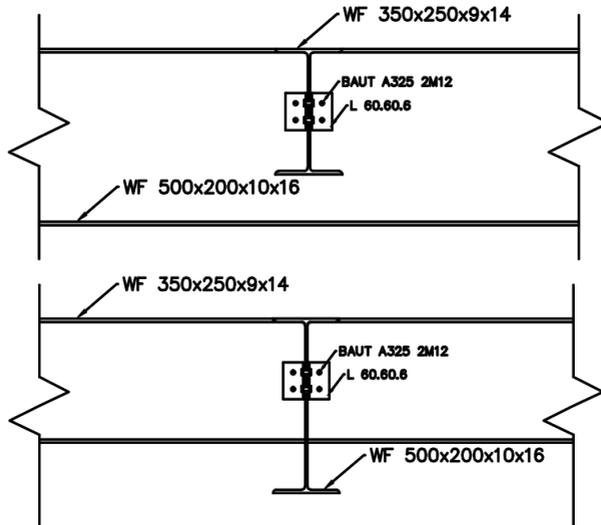
$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,9 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset Pu = 2 \cdot 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset Pu \rightarrow 10925,8 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

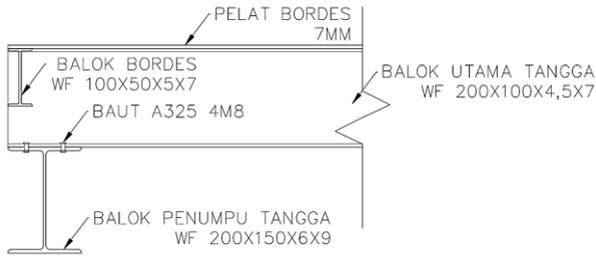


Gambar 61 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk Kamar

7.2 Sambungan Balok Utama Tangga

7.2.1 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Dimensi balok utama tangga WF 200x100x4,5x7 berada diatas balok penumpu tangga WF 200x150x6x9, sehingga reaksi tumpuan balok utama langsung diterima balok penumpu. Maka sambungan baut hanya diperlukan secara praktis. Dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang $2,5db = 20 \text{ mm}$.



Gambar 62 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

7.2.2 Sambungan Balok Utama Tangga

Sambungan antar balok tangga utama direncanakan menggunakan sambungan las.

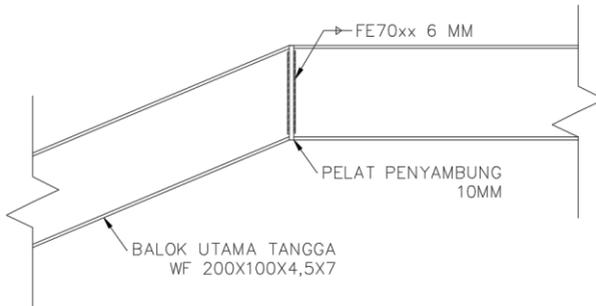
Dimensi balok utama tangga WF 200x100x4,5x7

Mutu las FE_{70XX} ($f_{uw} = 4291 \text{ kg/cm}^2$)

Tebal plat penyambung (t) 10mm

Profil BJ 41

$a_{\min} = 5 \text{ mm}$



Gambar 63 Sambungan Balok Utama Tangga

- las di badan

$$\begin{aligned} a_{eff maks 1} &= 0,707 \frac{fu}{f_{E70xx}} \times tw \\ &= 0,707 \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 4,5 = 2,7mm \end{aligned}$$

- las di daun

$$\begin{aligned} a_{eff maks 2} &= 1,41 \frac{fu}{f_{E70xx}} \times tf \\ &= 1,41 \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 7 = 8,2mm \end{aligned}$$

Misal dipakai tebal las (te) = 1cm

$$Awe = 1 \times (2 \times (10 + 18)) = 56 \text{ cm}^2$$

- akibat Pu

$$fv = \frac{Pu}{Awe} = \frac{257}{56} = 4,58 \text{ kg/cm}^2$$

- akibat Mu

$$Ix = 2 \left[\frac{1}{12} (1) 18^3 + (1) 10 \left(\frac{20}{2} \right)^2 \right] = 2972$$

$$Sx = \frac{Ix}{Ymax} = \frac{2972}{10} = 297,2$$

$$fh = \frac{Mu}{Sx} = \frac{197100}{297,2} = 663,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{fv^2 + fh^2} \\ &= \sqrt{4,58^2 + 663,2^2} = 663,21 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$te \text{ perlu} = \frac{f_{total}}{\phi Fn} = \frac{663,21}{0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3} = 0,29 \text{ cm}$$

$$a \text{ perlu} = \frac{te}{0,707} = \frac{0,29}{0,707} = 0,41 \text{ cm} < a \text{ min} = 5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan a = 5 mm

7.3 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

7.3.1 Perhitungan Gaya pada Sambungan

- Akibat Kapasitas Balok Induk WF 500x200x10x16 BJ 41

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2096 \times 2500 \\ &= 8646000 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 2 \times M_{pr}/L \\ &= 2 \times 8646000/760 = 22752,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

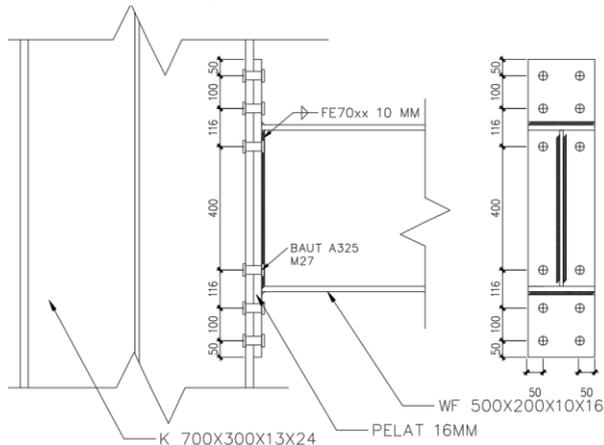
- Akibat Beban Kombinasi

Berdasarkan analisa ETABS 2016, gaya yang bekerja pada balok induk WF 500x200x10x16 BJ 41 adalah sebesar

$$V_{u2} = 20095,1 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{u \text{ total}} &= V_{u1} + V_{u2} \\ &= \frac{2 M_{pr}}{L} + V_{u2} \\ &= 22752,6 + 20095,1 \\ &= 42847,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pada sambungan ini direncanakan dengan end plate tebal 16 mm, baut biasa ukuran $\phi 27$ mutu A325, dan mutu las E_{70XX}.



Gambar 64 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

7.3.2 Rencana Baut

- Perencanaan jarak baut

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.3,4,5

Jarak tepi (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 40,5 mm atau 34 mm s/d 192 mm atau 150 mm
 Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi (S2) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 40,5 mm atau 34 mm s/d 192 mm atau 150 mm
 Pakai S1 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 81 mm s/d 240 mm atau 200 mm
 Pakai S = 100 mm

- Kuat rencana baut

Menurut SNI 1729:2015 Tabel J3.2, untuk mutu baut A325

kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu (F_{nv}) =
 4750kg/cm² dan kuat tarik nominal (F_{nt}) = 6200kg/cm².

$$A_b = \frac{1}{4} \pi \phi^2 = \frac{1}{4} \pi 2,7^2 = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$\ell_c = 50 - 0,5 (27+1,5) = 35,75 \text{ mm}$$

Kuat geser baut:

$$R_u = \phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 4570 \cdot 5,72 \cdot 1$$

$$= 19605 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,575 \cdot 1,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,7 \cdot 1,6 \cdot 4100$$

$$= 28142,4 \text{ kg} \leq 42508,8 \text{ kg (OK)}$$

$$R_u = \phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 28142,4 = 21106,8 \text{ kg}$$

Kuat tarik/ulir baut:

$$A_{bn} = 0,75 \times A_b = 0,75 \times 5,72 = 4,29$$

$$\begin{aligned} Ru &= \emptyset \cdot R_n = \emptyset \cdot F_{nt} \cdot A_{bn} \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 6200 \cdot 4,29 \cdot 1 \\ &= 19948,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cara ultimate

- Jumlah Baut yang Diperlukan

$$n = \frac{Vu}{Ru_{geser}} = \frac{42847,7}{19605} = 2,5 \text{ digunakan } 12 \text{ baut}$$

- Akibat Beban Sentris Vu

1 baut menerima beban:

$$\begin{aligned} Vu \text{ 1 baut} &= \frac{Vu}{n} \\ &= \frac{42847,7}{12} = 3570,6 \text{ kg} < Ru_{geser} = 19605 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Interaksi Geser dan Tarik

$$\begin{aligned} Ru &= \emptyset \cdot F_{nt} \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 6200 \cdot 5,72 \\ &= 26598 \text{ kg} > Ru_{tarik} = 19948,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai T= 19948,5 kg

Akibat momen lentur Mu= 8646000 kg cm

- Mencari garis netral

Garis netral dianggap di bawah baut terbawah

$$a = \frac{\sum T}{b \cdot f_y} = \frac{8 \times 19948,5}{20 \times 2500} = 3,19 \text{ cm} < 5 \text{ cm (Anggapan benar)}$$

$$\phi Mn = \frac{0,9xbxa^2xfy}{2} + 2xT(\Sigma y)$$

$$\phi Mn = \frac{0,9x20x3,19^2x2500}{2}$$

$$+ 2x19948,5(1,81 + 11,81 + 21,81 + 61,81 + 71,81 + 81,81)$$

$$\phi Mn = 228962,25 + 10008561,4 = 10237523,6 \text{ kg. cm}$$

$$\text{Mu} = 8646000 \text{ kg. cm} < \phi Mn \text{ (OK)}$$

7.3.3 Rencana Las

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

- las di badan

$$\begin{aligned} a_{eff \text{ maks } 1} &= 0,707 \frac{fu}{F_{E70xx}} \times tw \\ &= 0,707 \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 10 = 5,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

- las di daun

$$\begin{aligned} a_{eff \text{ maks } 2} &= 1,41 \frac{fu}{f_{E70xx}} \times tf \\ &= 1,41 \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 16 = 18,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Misal dipakai tebal las (te) = 2cm

$$\text{Awe} = 2 \times (2 \times (50 + 20)) = 280 \text{ cm}^2$$

- akibat Pu

$$fv = \frac{Pu}{Awe} = \frac{42847,7}{280} = 153 \text{ kg/cm}^2$$

- akibat Mu

$$I_x = 2 \left[\frac{1}{12} (2) 50^3 + (2) 20 \left(\frac{60}{2} \right)^2 \right] = 113666,67$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{113666,67}{25} = 4546,67$$

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{8646000}{4546,67} = 1901,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2}$$

$$= \sqrt{153^2 + 1901,6^2} = 1907,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$te \text{ perlu} = \frac{f_{total}}{\phi F_n} = \frac{1907,75}{0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3} = 0,86 \text{ cm}$$

$$a \text{ perlu} = \frac{te}{0,707} = \frac{0,86}{0,707} = 1,2 \text{ cm} < a \text{ eff} = 1,8 \text{ cm (OK)}$$

Sehingga digunakan a = 12 mm

7.4 Sambungan Antar Kolom

7.4.1 Perhitungan Gaya pada Sambungan

Berdasarkan analisa ETABS 2016, gaya yang bekerja pada kolom K 700x300x13x24 BJ 41 adalah sebesar

$$M_{ux} = 25106,1 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 13153,2 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 3545,3 \text{ kg}$$

$$P_u = 783881,1 \text{ kg}$$

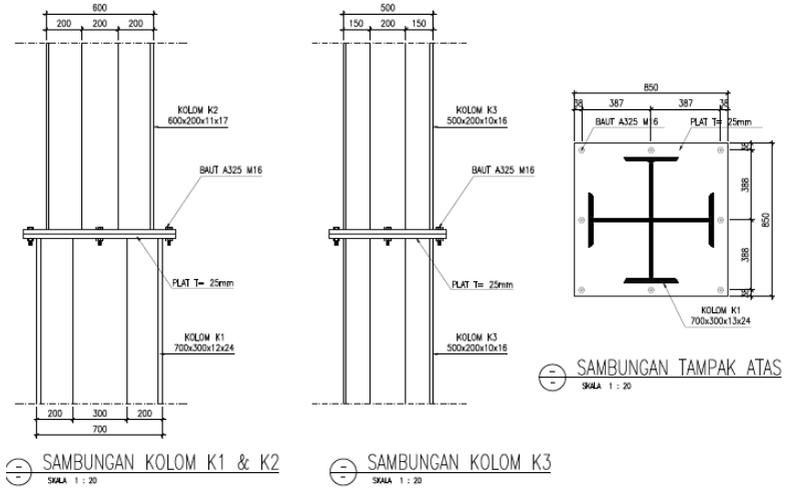
Pada sambungan ini direncanakan dengan end plate tebal 25 mm, baut M12, dan mutu las E_{90XX}.

Periksa eksentrisitas gaya:

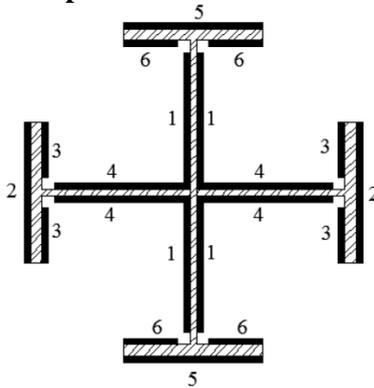
$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{2510610}{783881,1} = 3,2 \text{ cm} < \frac{H}{6} = \frac{78}{6} = 13 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{1315320}{783881,1} = 1,67 \text{ cm} < \frac{H}{6} = \frac{78}{6} = 13 \text{ cm}$$

Baik dari arah X maupun arah Y, $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang baut untuk menahan tarik. (dipasang baut praktis di kedua arah tersebut).



7.4.2 Rencana Las Tipikal



- las di badan

$$\begin{aligned} a_{eff maks 1} &= 0,707 \frac{fu}{F_{E90xx}} x tw \\ &= 0,707 \frac{4100}{90 x 70,3} x 13 = 5,9 mm \end{aligned}$$

$$a_{min} = 5 mm$$

- las di daun

$$\begin{aligned} a_{eff maks 2} &= 1,41 \frac{fu}{f_{E90xx}} x tf \\ &= 1,41 \frac{4100}{90 x 70,3} x 24 = 21,9 mm \end{aligned}$$

$$a_{min} = 8 mm$$

Misal dipakai tebal las (te) = 1cm

$$\begin{aligned} Awe &= (4 x 29,15) + (4 x 11,55) + (4 x 29,15) + (4 x 11,55) \\ &\quad + (2 x 30) + (2 x 30) = 445,6 cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_1 &= 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (29,15)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{29,15}{2} + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right] \\ &= 35284,42 cm^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_2 &= 2 x \left(\frac{1}{12} x 1 x (30)^3 \right) \\ &= 4500 cm^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_3 &= 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (11,55)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{11,55}{2} + 2,8 + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right] \\ &= 4445,25 cm^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_4 &= 4 x \left[\frac{1}{12} x 29,15 x (1)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{1,3}{2} \right)^2 \right] \\ &= 58,98 cm^4 \end{aligned}$$

$$I_5 = 2x \left[\frac{1}{12} x 30x(1)^3 + 30 x 1 x \left(\frac{70}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 73505 \text{ cm}^4$$

$$I_6 = 4x \left[\frac{1}{12} x 11,55x(1)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{(70-2x2,4)}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 49103,36 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 35284,42 + 4500 + 4445,25 + 58,98 + 73505 + 49103,36$$

$$= 166897 \text{ cm}^4$$

$$x = y = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{y} = \frac{I_y}{x} = \frac{166897}{35} = 4768,49 \text{ cm}^3$$

- akibat Pu

$$fv = \frac{Pu}{Awe} + \frac{Mux}{Sx}$$

$$= \frac{783881,1}{445,6} + \frac{2510610}{4768,49}$$

$$= 2285,66 \text{ kg/cm}^2$$

- akibat Vu

$$fh = \frac{Vu}{Awe} = \frac{3545,3}{445,6} = 7,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2}$$

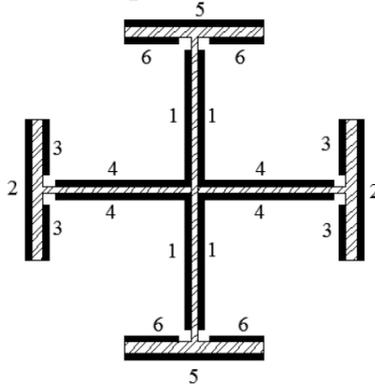
$$= \sqrt{2285,66^2 + 7,96^2} = 2285,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$te \text{ perlu} = \frac{f_{total}}{\phi Fn} = \frac{2285,67}{0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3} = 0,66 \text{ cm}$$

$$a \text{ perlu} = \frac{te}{0,707} = \frac{0,66}{0,707} = 0,93 \text{ cm} < a \text{ eff} = 2,19 \text{ cm (OK)}$$

Sehingga digunakan a= 10 mm

7.4.3 Rencana Las Non-Tipikal



- las di badan

$$a_{eff maks 1} = 0,707 \frac{fu}{F_{E90xx}} \times tw$$

$$= 0,707 \frac{4100}{90 \times 70,3} \times 13 = 5,9 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

- las di daun

$$a_{eff maks 2} = 1,41 \frac{fu}{f_{E90xx}} \times tf$$

$$= 1,41 \frac{4100}{90 \times 70,3} \times 24 = 21,9 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

Misal dipakai tebal las (t_e) = 1 cm

$$A_{we} = (4 \times 29,15) + (4 \times 11,55) + (4 \times 29,15) + (4 \times 11,55) \\ + (2 \times 30) + (2 \times 30) = 445,6 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (29,15)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{29,15}{2} + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 35284,42 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 2 x \left(\frac{1}{12} x 1 x (30)^3 \right)$$

$$= 4500 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (11,55)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{11,55}{2} + 2,8 + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 4445,25 \text{ cm}^4$$

$$I_4 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 29,15 x (1)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 58,98 \text{ cm}^4$$

$$I_5 = 2x \left[\frac{1}{12} x 30 x (1)^3 + 30 x 1 x \left(\frac{70}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 73505 \text{ cm}^4$$

$$I_6 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 11,55 x (1)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{(70-2x2,4)}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 49103,36 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 35284,42 + 4500 + 4445,25 + 58,98 + 73505 + 49103,36$$

$$= 166897 \text{ cm}^4$$

$$x = y = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{y} = \frac{I_y}{x} = \frac{166897}{35} = 4768,49 \text{ cm}^3$$

- akibat Pu

$$fv = \frac{Pu}{Awe} + \frac{Mux}{Sx}$$

$$= \frac{783881,1}{445,6} + \frac{2510610}{4768,49}$$

$$= 2285,66 \text{ kg/cm}^2$$

- akibat Vu

$$fh = \frac{Vu}{Awe} = \frac{3545,3}{445,6} = 7,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{fv^2 + fh^2} \\
 &= \sqrt{2285,66^2 + 7,96^2} = 2285,67 \text{ kg/cm}^2 \\
 te \text{ perlu} &= \frac{f_{total}}{\phi Fn} = \frac{2285,67}{0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3} = 0,66 \text{ cm} \\
 a \text{ perlu} &= \frac{te}{0,707} = \frac{0,66}{0,707} = 0,93 \text{ cm} < a \text{ eff} = 2,19 \text{ cm (OK)}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan $a = 10 \text{ mm}$

7.5 Sambungan Kolom dengan Baseplate

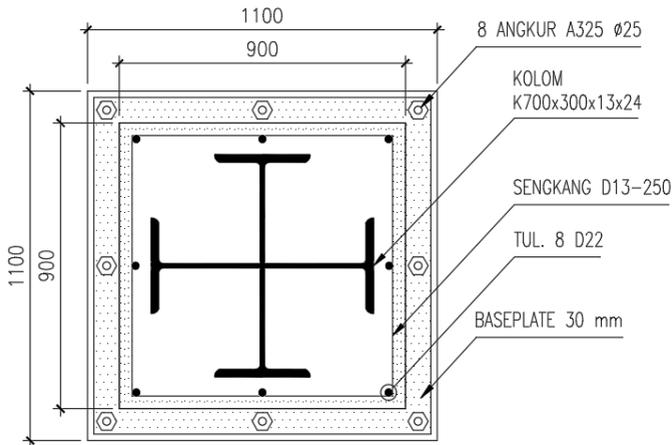
Sambungan baseplate direncanakan menggunakan fixed plate untuk profil kolom K 700x300x13x24 BJ 41 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 H &= 110 \text{ cm} \\
 B &= 110 \text{ cm} \\
 A1 &= 110 \times 110 = 12100 \text{ cm}^2 \\
 tp &= 3 \text{ cm} \\
 f^c &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\
 fy &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 fu &= 4100 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa ETABS 2016, gaya yang bekerja adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 Mux &= 25106,1 \text{ kg.m} \\
 Muy &= 13153,2 \text{ kg.m} \\
 Vu &= 3545,3 \text{ kg} \\
 Pu &= 783881,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pada sambungan ini direncanakan dengan end plate tebal 30 mm, baut biasa ukuran $\phi 25$ mutu A325, dan mutu las F_{E90XX} .



7.5.1 Rencana Base Plate

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Mux}{Pu} = \frac{2510610}{783881,1} = 3,2 \text{ cm} < \frac{H}{6} = \frac{110}{6} = 18,33 \text{ cm}$$

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{1315320}{783881,1} = 1,67 \text{ cm} < \frac{H}{6} = \frac{110}{6} = 18,33 \text{ cm}$$

Baik dari arah X maupunarah Y, $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis di kedua arah tersebut).

- Kontrol dimensi *base plate*

Direncanakan menggunakan baut A325 $\phi 25$ mm

Jarak baut ke tepi (w_e) = $2 \cdot d_b = 2 \cdot 2,5 = 5$ cm

Jarak minimum untuk kunci (c_1) = $w_e = 5$ cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$h' \geq 5 + 5 = 10 \text{ cm}$$

Kontrol

H base plate > d profil kolom + 2(w_e+c₁) + beton

$$= 110 \geq 70 + 2 \times 10 + 20$$

$$= 110 \geq 110 \text{ (OK)}$$

- Kontrol tebal *base plate*

Dimensi pedestal beton :

Panjang: 110 mm

Lebar : 110 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110}{110}} = 1 < 4$$

Maka P_p menggunakan rumus sebagai berikut

$$\begin{aligned} P_p &= 0,85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0,85 \times 400 \times 1 = 340 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_p &= 0,65 \times P_p \\ &= 0,65 \times 340 = 221 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk arah X,

$$\begin{aligned} a &= H - 2e \\ &= 110 - 2 \times 3,2 = 103,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$B_m = \frac{P_u}{1,02 \times f'_c \times a} = \frac{783881,1}{1,02 \times 400 \times 103,6} = 18,55 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal plat} &= h' \sqrt{\frac{1,33 \times P_p \times B_m}{f_y \times H}} \\ &= 10 \sqrt{\frac{1,33 \times 340 \times 18,55}{2500 \times 110}} = 1,74 < 3 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk arah Y,

$$\begin{aligned} a &= H - 2e \\ &= 110 - 2 \times 1,67 = 106,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$B_m = \frac{Pu}{1,02 \times f'c \times a} = \frac{783881,1}{1,02 \times 400 \times 106,6} = 18,1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal plat} &= h' \sqrt{\frac{1,33 \times Pp \times B_m}{fy \times H}} \\ &= 10 \sqrt{\frac{1,33 \times 340 \times 18,1}{2500 \times 110}} = 1,72 < 3 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

- Perencanaan Panjang Angkur

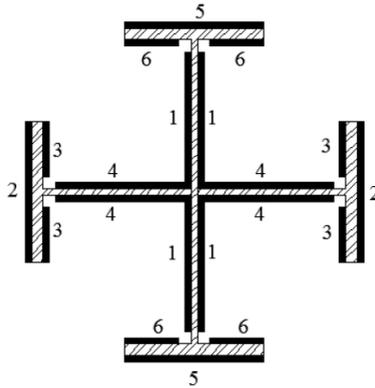
Dari perhitungan base plate, base plate direncanakan menggunakan angkur praktis dan menggunakan 8 buah baut angkur A325 $\phi 25$ dengan perhitungan panjang angkur sebagai berikut

$$Ldb = 17db = 17 \times 25 = 425 \text{ mm}$$

$$Ldb = \frac{fy \times db}{4\sqrt{f'c}} = \frac{250 \times 25}{4\sqrt{40}} = 247 \text{ mm}$$

Digunakan panjang angkur 50 cm.

7.5.2 Rencana Las



- las di badan

$$a_{eff maks 1} = 0,707 \frac{fu}{F_{E90xx}} \times tw$$

$$= 0,707 \frac{4100}{90 \times 70,3} \times 13 = 5,9 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

- las di daun

$$a_{eff maks 2} = 1,41 \frac{fu}{f_{E90xx}} \times tf$$

$$= 1,41 \frac{4100}{90 \times 70,3} \times 24 = 21,9 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

Misal dipakai tebal las (t_e) = 1 cm

$$A_{we} = (4 \times 29,15) + (4 \times 11,55) + (4 \times 29,15) + (4 \times 11,55) \\ + (2 \times 30) + (2 \times 30) = 445,6 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (29,15)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{29,15}{2} + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 35284,42 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 2 x \left(\frac{1}{12} x 1 x (30)^3 \right)$$

$$= 4500 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 1 x (11,55)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{11,55}{2} + 2,8 + \frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 4445,25 \text{ cm}^4$$

$$I_4 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 29,15 x (1)^3 + 29,15 x 1 x \left(\frac{1,3}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 58,98 \text{ cm}^4$$

$$I_5 = 2x \left[\frac{1}{12} x 30 x (1)^3 + 30 x 1 x \left(\frac{70}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 73505 \text{ cm}^4$$

$$I_6 = 4 x \left[\frac{1}{12} x 11,55 x (1)^3 + 11,55 x 1 x \left(\frac{(70-2x2,4)}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 49103,36 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 35284,42 + 4500 + 4445,25 + 58,98 + 73505 + 49103,36$$

$$= 166897 \text{ cm}^4$$

$$x = y = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{y} = \frac{I_y}{x} = \frac{166897}{35} = 4768,49 \text{ cm}^3$$

- akibat Pu

$$fv = \frac{Pu}{A_{we}} + \frac{Mux}{S_x}$$

$$= \frac{783881,1}{445,6} + \frac{2510610}{4768,49}$$

$$= 2285,66 \text{ kg/cm}^2$$

- akibat Vu

$$fh = \frac{Vu}{A_{we}} = \frac{3545,3}{445,6} = 7,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2}$$

$$= \sqrt{2285,66^2 + 7,96^2} = 2285,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$te \text{ perlu} = \frac{f \text{ total}}{\phi Fn} = \frac{2285,67}{0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3} = 0,66 \text{ cm}$$

$$a \text{ perlu} = \frac{te}{0,707} = \frac{0,66}{0,707} = 0,93 \text{ cm} < a \text{ eff} = 2,19 \text{ cm (OK)}$$

Sehingga digunakan a= 10 mm.

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

8.1 Perencanaan Plat Dasar Basement

Pada desain pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi ekstrim yang mungkin dapat terjadi. Pertama, pada saat musim hujan, dimana muka air tanah naik dan diasumsikan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya uplift akibat kenaikan air sangat besar. Kedua, pada saat musim kemarau, dimana muka air tanah turun (diasumsikan tidak terjadi gaya uplift) dan diasumsikan terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

8.1.1 Data – Data Desain

Dalam Desain pelat dasar basement digunakan data – data Desain sebagai berikut :

Tebal Pelat	: 400 mm
Selimut beton	: 50 mm
Lx	: 7475 mm
Ly	: 7600 mm
B	: $\frac{Ly}{Lx} = \frac{7600}{7475} = 1,01 < 2$ (Pelat dua arah)
Mutu beton	: 40 MPa
Mutu tulangan	: 420 MPa
Berat jenis air	: 1000 kg/m ³
Tinggi MAT	: 0 m
Kedalaman Basement	: -6,4 m

8.1.2 Akibat Gaya Uplift

- Perhitungan gaya uplift (q air)

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air}$$

$$q_{\text{air}} = 6,4 \times 1000 = 6400 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa beban uplift pada pelat *basement*, $q_{\text{air}} = 6400 \text{ kg/m}^2$.

- Perhitungan Momen Pada Pelat Dasar Basement

Dengan menggunakan koefisien momen di PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 6400 \cdot 7,5^2 \cdot 21$$

$$M_{lx} = 7560 \text{ kg-m}$$

$$M_{lx} = 75600000 \text{ N-mm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_y^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 6400 \cdot 7,6^2 \cdot 21$$

$$M_{ly} = 7762,944 \text{ kg-m}$$

$$M_{ly} = 77629440 \text{ N-mm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 6400 \cdot 7,5^2 \cdot 52$$

$$M_{tx} = -18720 \text{ kg-m}$$

$$M_{tx} = -187200000 \text{ N-mm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_y^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 6400 \cdot 7,6^2 \cdot 52$$

$$M_{ty} = -19222,528 \text{ kg-m}$$

$$M_{ty} = -192225280 \text{ N-mm}$$

Dimana:

MI= Momen lapangan

Mt= Momen tumpuan

X= Konstanta $\frac{Ly}{Lx}$ dari PBI tabel 13.3.1

Penulangan Pelat Dasar Basement arah X

- Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ \rho_b &= 0,0363\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

ρ_{min} dipakai 0,0038

- Menghitung nilai Dx

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 Ø tulangan bawah

$$dx = 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 19 \right) = 350,5 \text{ mm}$$

- Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

- **Tumpuan**

- Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{187200000}{0,75 \times 1000 \times 350,5^2} = 2,03$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 2,03}{420}} \right) = 0,0049$$

Dimana

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$= 0,0038 < 0,0049 < 0,0272$$

Maka digunakan $\rho = 0,0049$

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 350,5$$

$$= 1717,45 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1717,45} = 165,08 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 150

- **Lapangan**

- Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_x^2} = \frac{75600000}{0,75 \times 1000 \times 350,5^2} = 0,82$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,82}{420}} \right) = 0,00197$$

Dimana

$$\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$$

$$= 0,00197 < 0,0038 < 0,0049$$

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

- Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0038 \times 1000 \times 350,5$$

$$= 1331,9 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

Penulangan Pelat Dasar Basement arah Y

- Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ \rho_b &= 0,0363\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

ρ_{min} dipakai 0,0038

- Menghitung nilai D_y

d_y = tebal pelat - selimut beton - \emptyset tul. bawah - 0,5 \emptyset tul. atas

$$d_y = 400 - 40 - 19 - \left(\frac{1}{2} \times 19 \right) = 331,5 \text{ mm}$$

- Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

- **Tumpuan**

- Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_y^2} = \frac{192225280}{0,75 \times 1000 \times 331,5^2} = 2,33$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 2,33}{420}} \right) = 0,0051$$

Dimana

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$= 0,0038 < 0,0051 < 0,0272$$

Maka digunakan $\rho = 0,0051$

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0051 \times 1000 \times 350,5$$

$$= 1787,5 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1787,5} = 158,6 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 150

- **Lapangan**

- Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_y^2} = \frac{77629440}{0,75 \times 1000 \times 331,5^2} = 0,94$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,94}{420}} \right) = 0,002$$

Dimana

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min} < \rho_{\max} \\ &= 0,002 < 0,0038 < 0,0049 \end{aligned}$$

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

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 350,5 \\ &= 1331,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

Tabel 23 Rekapitulasi penulangan Pelat Basement akibat Gaya Uplift

Letak	Penulangan	
	Arah X	Arah Y
Tumpuan	D19 – 150	D19 – 150
Lapangan	D19 – 200	D19 – 200

8.1.3 Akibat Beban Parkir

- Perhitungan Beban

Peraturan pembebanan pada struktur pelat basement akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat Beton} & = 0,4 \times 2400 & = 960 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat Spesi} & = 2 \times 21 & = 42 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{Berat Total} & & = 1002 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban Hidup} = 800 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi Beban

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 1.2 (1002) + 1.6 (800) \\ &= 2482 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa beban parkir pada pelat *basement*, q parkir = 2482 kg/m².

- Perhitungan Momen Pada Pelat Dasar Basement

Dengan menggunakan koefisien momen di PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\ M_{lx} &= 0,001 \cdot 2482 \cdot 7,5^2 \cdot 21 \\ M_{lx} &= 2931,86 \text{ kg-m} \\ M_{lx} &= 29318600 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \cdot q_u \cdot L_y^2 \cdot X \\ M_{ly} &= 0,001 \cdot 2482 \cdot 7,6^2 \cdot 21 \\ M_{ly} &= 3010,56 \text{ kg-m} \\ M_{ly} &= 30105600 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 2482 \cdot 7,5^2 \cdot 52$$

$$M_{tx} = -7259,85 \text{ kg-m}$$

$$M_{tx} = -72598500 \text{ N-mm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_y^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 2482 \cdot 7,6^2 \cdot 52$$

$$M_{ty} = -7454,73 \text{ kg-m}$$

$$M_{ty} = -74547300 \text{ N-mm}$$

Dimana:

M_l = Momen lapangan

M_t = Momen tumpuan

X = Konstanta $\frac{L_y}{L_x}$ dari PBI tabel 13.3.1

Penulangan Pelat Dasar Basement arah X

- Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

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

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_b = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

ρ_{min} dipakai 0,0038

- Menghitung nilai Dx

d_x = tebal pelat - selimut beton - 0,5 Ø tulangan bawah

$$d_x = 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 19\right) = 350,5 \text{ mm}$$

- Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

- **Tumpuan**

- Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_x^2} = \frac{72598500}{0,75 \times 1000 \times 350,5^2} = 0,79$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,79}{420}} \right) = 0,0019$$

Dimana

$$\rho < \rho_{min} < \rho_{max}$$

$$= 0,0019 < 0,0038 < 0,0049$$

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

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 350,5 \\ &= 1331,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

- **Lapangan**

- Menentukan Rn

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d_x^2} = \frac{29318600}{0,75 \times 1000 \times 350,5^2} = 0,31$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,31}{420}} \right) = 0,0007$$

Dimana

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min} < \rho_{\max} \\ &= 0,0007 < 0,0038 < 0,0049 \end{aligned}$$

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

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 350,5 \\ &= 1331,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

Penulangan Pelat Dasar Basement arah Y

- Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ \rho_b &= 0,0363 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

ρ_{min} dipakai 0,0038

- Menghitung nilai Dy

dy = tebal pelat-selimut beton - \emptyset tul. bawah - 0,5 \emptyset tul. atas

$$dy = 400 - 40 - 19 - \left(\frac{1}{2} \times 19 \right) = 331,5 \text{ mm}$$

- Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

- **Tumpuan**

- Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{74547300}{0,75 \times 1000 \times 331,5^2} = 0,9$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,9}{420}} \right) = 0,002$$

Dimana

$$\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$$

$$= 0,002 < 0,0038 < 0,0049$$

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

- Menentukan luas tulangan (AS) dari $\hat{\rho}$ yang didapat

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0038 \times 1000 \times 350,5$$

$$= 1331,9 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

- **Lapangan**

- Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d_y^2} = \frac{30105600}{0,75 \times 1000 \times 331,5^2} = 0,36$$

- Rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

$$\rho = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,36}{420}} \right) = 0,008$$

Dimana

$$\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$$

$$= 0,008 < 0,0038 < 0,0049$$

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

- Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0038 \times 1000 \times 350,5$$

$$= 1331,9 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jarak tulangan (S)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1331,9} = 212,87 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D19 – 200

Tabel 24 Rekapitulasi penulangan Pelat Basement akibat Beban Parkir

Letak	Penulangan	
	Arah X	Arah Y
Tumpuan	D19 – 200	D19 – 200
Lapangan	D19 – 200	D19 – 200

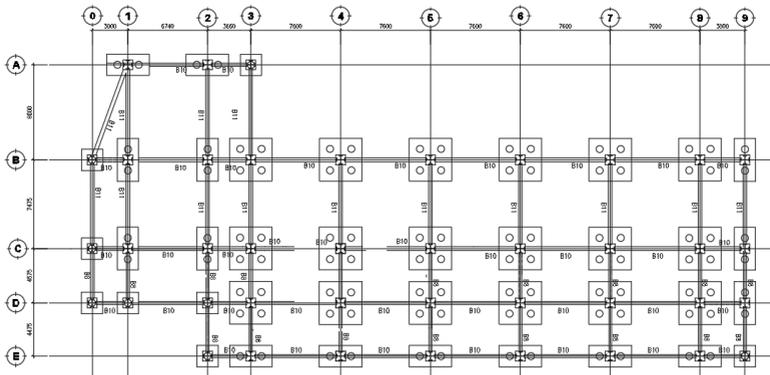
Karena penulangan pelat basement akibat beban uplift lebih kritis, maka tulangan yang dipasang adalah D19 – 150 rangkap di seluruh plat basement.

8.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan elemen struktur bagian dasar bangunan. Pondasi berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya dan bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

8.2.1 Data Perencanaan Pondasi

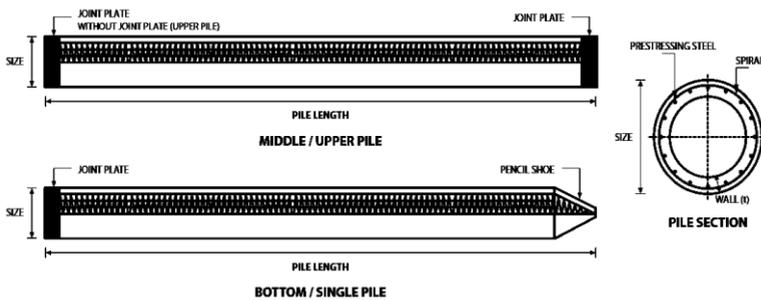
Denah Desain pondasi disajikan dalam gambar berikut ini :



Gambar 65 Gambar Denah Desain Pondasi

Tiang pancang yang akan digunakan merupakan tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* produksi PT WIKA Beton dengan spesifikasi sebagai berikut.

- *Outside diameter (D1)* = 60 cm
- *Inside Diameter (D2)* = 40 cm
- *Wall thickness* = 10 cm
- *Class* = C
- *Concrete cross section* = 1570,8 cm²
- *Bending moment crack* = 29 ton.m
- *Bending momen ultimate* = 58 ton.m
- *Allowable axial load* = 229,5 ton
- *Concrete Strength* = 52 MPa



Gambar 66 Spesifikasi Tiang Pancang

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan dari hasil pengetesan tanah pada lokasi apartemen tersebut berupa data N-SPT dan uji sampel tanah di laboratorium. Hasil data pengetesan tanah disajikan pada lampiran.

8.2.2 Kombinasi Beban untuk Pondasi

Kombinasi beban yang bekerja pada pondasi diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 4.2.3 menurut metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban di bawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D+0,75E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Setelah memasukkan kombinasi beban di dalam pemodelan struktur, maka selanjutnya dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan. Output didapatkan dari menu *Joint reaction* ETABS 2016. Output tersebut kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang.

8.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- a. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- b. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

Hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk Desain tiang pancang. Hasil tes tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu. Metode perhitungan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah yang sebenarnya menggunakan formula dari *Mayeershof dan Bazaraa* 1960.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT dengan kedalaman hingga 30 meter. Berikut ini adalah contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan diameter 60 cm pada kedalaman 23,5 meter.

- Data Desain dan data tanah pada kedalaman 23,5 meter

Depth increment, i = 0,5 m

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,69 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma' = 0,69 \text{ ton/m}^3$$

- Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$$

$$N_1 = 0,6N$$

Kemudian diambil nilai N_1 yang terkecil.

- Koreksi terhadap *overburden pressure*

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

Di mana ρ_o adalah tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan/kedalaman yang ditinjau.

$$\rho_{o_{23,5}} = \rho_{o_{23,5}} + \gamma' x_i = 11,39 + 0,69 \times 0,5 = 11,73 \text{ ton/m}^2 > 7,5$$

Sehingga,

$$N_2 = 4 \times 28 / (3,25 + 0,1 \times 11,73) = 25,6$$

$$\text{Harga } N_2 \text{ harus } < 2N_1 = 2 \times 30 = 60$$

Sehingga dipilih yang paling kecil,

$$N_{\text{corr}} = \mathbf{25,6}.$$

Tiang pancang dibagi menjadi beberapa segmen yaitu tiap kedalaman 0,5 meter. Kemudian dihitung N_{corr} rata-rata ujung pada kedalaman 23,5 meter. Diambil nilai N_{corr} sepanjang 4D di bawah kedalaman 34 meter dan 8D di atas titik yang ditinjau. Sehingga didapatkan N rata-rata ujung sebesar **24,82**.

- Menghitung Q ujung

Daya dukung tiang pancang D60 dengan kedalaman 23,5 meter dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_{\text{ujung}} = 40 N \cdot A_{\text{ujung}} + \sum_{i=0,5}^n \frac{N_i}{5} \times A_{s_i}$$

Dimana :

\tilde{N} = Harga rata – rata N_2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

Sehingga,

$$Q_{ujung} = 40 \text{ N} \times A_{ujung}$$

$$Q_{ujung} = 40 \times 24,82 \times 0,25 \times \pi \times 0,6^2$$

$$Q_{ujung} = 280,74 \text{ ton}$$

- Menghitung Q selimut

Menghitung daya lekatan per-satuan luas dengan rumus:

Untuk tanah lempung, $f_{si} = \frac{N_{corr}}{2}$

Untuk tanah pasir, $f_{si} = \frac{N_{corr}}{5} = \frac{25,6}{5} = 5,13 \text{ ton/m}^2$

Kemudian menghitung daya lekatan per-meter panjang selimut dengan rumus:

$$R_{si23,5} = f_{si23,5} \times \pi \times D \times i$$

$$R_{si23,5} = 5,13 \times \pi \times 0,6 \times 0,5 = 4,83 \text{ ton}$$

$$\sum R_{si23,5} = \sum R_{si23} + R_{si23,5}$$

$$\sum R_{si23,5} = 325,05 + 4,83 = 329,88 \text{ ton}$$

$$\sum R_{si23,5} = Q_s = 329,88 \text{ ton}$$

- Menghitung Q ultimate

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s.$$

$$Q_{ult} = 280,74 + 329,88 = 610,6 \text{ ton}$$

$$Q \text{ ijin } 1 \text{ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{610,6}{3} = 203,53 \text{ ton}$$

Jadi, Qijin untuk 1 tiang pancang adalah sebesar 203,53 ton.

Tabel 25 Tabel Daya Dukung Tanah (1)

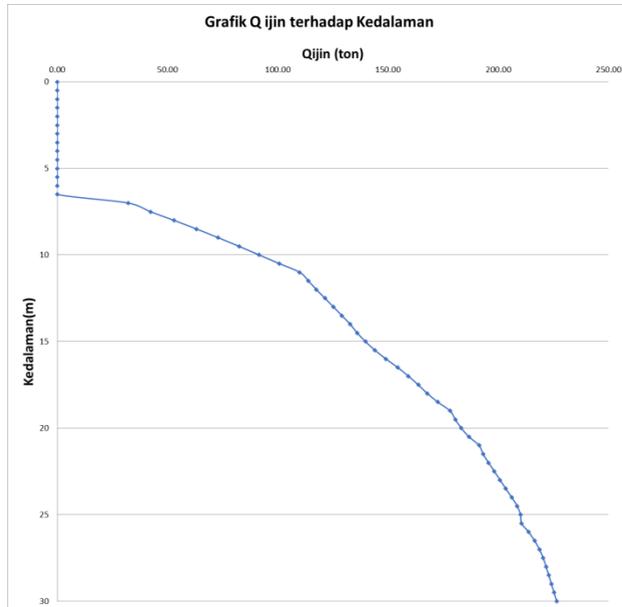
Depth	Nspt	Qujung	S Rsi = Qs	Qult = Qujung + S Rsi	Qijin = Qult/SF
(m)		(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0	0.00	0.00	0.00	0.00
3.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0	0.00	0.00	0.00	0.00
4.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
5.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0	0.00	0.00	0.00	0.00
6.5	0	0.00	0.00	0.00	0.00
7	9	88.22	8.48	96.70	32.23
7.5	9.5	109.44	17.44	126.88	42.29
8	10	132.06	26.86	158.92	52.97
8.5	10.7	152.74	36.95	189.68	63.23
9	11.5	171.36	47.78	219.15	73.05
9.5	12.2	188.18	59.28	247.46	82.49
10	13	203.38	71.53	274.91	91.64
10.5	12.5	219.76	82.73	302.49	100.83
11	12	237.19	92.82	330.02	110.01
11.5	11.5	239.93	101.93	341.86	113.95

Tabel Daya Dukung Tanah (2)

Depth	Nspt	Qujung	S Rsi = Qs	Qult = Qujung + S Rsi	Qijin = Qult/SF
(m)		(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
12	11	242.67	110.16	352.84	117.61
12.5	12.5	245.34	119.04	364.38	121.46
13	14	247.52	128.48	376.00	125.33
13.5	15.5	248.99	138.45	387.43	129.14
14	17	249.86	148.88	398.74	132.91
14.5	18.5	248.53	159.75	408.28	136.09
15	20	248.38	171.02	419.40	139.80
15.5	21.5	249.72	182.65	432.38	144.13
16	23	252.70	194.62	447.33	149.11
16.5	23	257.34	206.15	463.49	154.50
17	23	260.85	217.27	478.12	159.37
17.5	23	263.34	228.09	491.43	163.81
18	23	264.92	238.81	503.73	167.91
18.5	23.25	268.55	249.56	518.11	172.70
19	23.5	274.27	260.33	534.60	178.20
19.5	23.75	270.65	271.12	541.77	180.59
20	24	268.03	281.94	549.97	183.32
20.5	27.75	265.95	294.35	560.30	186.77
21	31.5	265.84	308.32	574.15	191.38
21.5	35.25	267.61	312.04	579.65	193.22

Tabel Daya Dukung Tanah (3)

Depth	Nspt	Qujung	S Rsi = Qs	Qult = Qujung + S Rsi	Qijin = Qult/SF
(m)		(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
22	39	271.06	316.12	587.19	195.73
22.5	41.75	274.51	320.46	594.97	198.32
23	44.5	277.73	325.05	602.78	200.93
23.5	47.25	280.74	329.88	610.62	203.54
24	50	283.53	334.96	618.48	206.16
24.5	50	286.10	339.99	626.09	208.70
25	50	285.58	344.99	630.57	210.19
25.5	50	282.00	349.95	631.95	210.65
26	50	286.88	354.87	641.75	213.92
26.5	50	289.93	359.76	649.68	216.56
27	50	291.64	364.61	656.25	218.75
27.5	50	292.05	369.42	661.47	220.49
28	50	291.18	374.20	665.38	221.79
28.5	50	290.07	378.94	669.01	223.00
29	50	288.98	383.65	672.63	224.21
29.5	50	287.89	388.33	676.22	225.41
30	50	286.82	392.97	679.79	226.60



Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :
Dari spesifikasi bahan tiang pancang *Prestressed Concrete Spun Piles* produksi PT WIKA Beton didesain :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 229,5 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

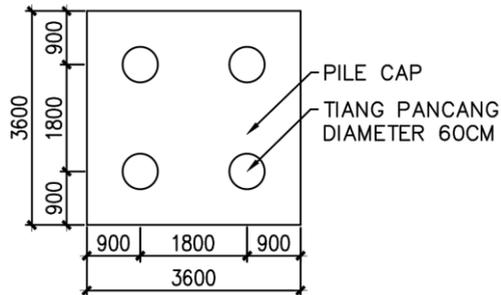
$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 203,53 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 203,53ton.

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS 2016, diambil output *Joint reaction* semua reaksi perletakan.

Tabel 26 Tabel Hasil Pembebanan Tiang Pancang PC Tipe 1

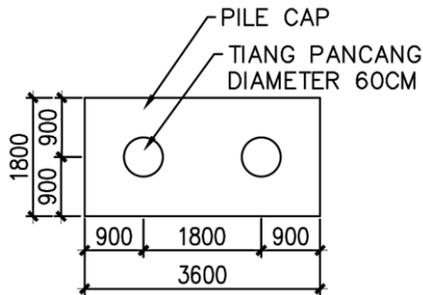
Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	n tiang	n pakai
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m	KN	pancan	
D	0.93	0.05	412.14	0.10	2.47	200.92	2.051	4
D+L	1.94	0.11	592.96	0.13	3.98	200.92	2.951	4
0,6D+0,7Ex	1.55	0.26	267.57	3.12	15.93	200.92	1.332	4
D+0,7Ex	1.93	0.28	432.43	3.16	16.92	200.92	2.152	4
0,6D+0,7Ey	1.22	0.62	253.61	9.16	6.47	200.92	1.262	4
D+0,7Ey	1.59	0.65	418.47	9.20	7.46	200.92	2.083	4
D+0,75L+0,525 Ex	2.68	0.28	608.18	2.42	14.81	200.92	3.027	4
D+0,75L+0,525 Ey	2.43	0.55	597.71	6.96	7.72	200.92	2.975	4
D+0,75L	1.69	0.10	547.75	0.12	3.60	200.92	2.726	4



Gambar 67 Pondasi Tiang Pancang PC Tipe 1

Tabel 27 Tabel Hasil Pembebanan Tiang Pancang PC Tipe 2

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	n tiang	n pakai
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m	KN	pancan	
D	0.01	0.70	188.30	0.92	1.48	200.92	0.937	2
D+L	0.09	1.49	224.05	1.86	2.18	200.92	1.115	2
0,6D+0,7Ex	3.07	0.77	139.54	4.02	27.30	200.92	0.694	2
D+0,7Ex	3.07	1.04	214.86	4.39	27.89	200.92	1.069	2
0,6D+0,7Ey	1.30	1.42	153.19	11.10	11.02	200.92	0.762	2
D+0,7Ey	1.30	1.69	228.51	11.47	11.61	200.92	1.137	2
D+0,75L+0,525 Ex	2.39	1.22	254.21	9.77	21.99	200.92	1.265	2
D+0,75L+0,525 Ey	2.20	2.23	204.13	6.06	17.63	200.92	1.016	2
D+0,75L	0.07	1.29	215.11	1.62	2.00	200.92	1.071	2

**Gambar 68** Gambar Pondasi Tiang Pancang PC Tipe 2

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan untuk jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk pile cap (PC) tipe 1 dan 2 buah tiang pancang untuk pile cap (PC) tipe 2 dan 1 buah tiang pancang untuk pile cap (PC) tipe 3.

8.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,8$$

Dimana :

- \emptyset = diameter tiang pancang
- S = Jarak antar tiang pancang
- m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$\begin{aligned} \text{QL (group)} &= \text{QL (1 tiang)} \times C_e \\ &= 201 \times 0,8 = 168 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin \ tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Perhitungan jarak tiang

- $2D \leq S \leq 3D$ dengan S = jarak antar tiang
- $120 \leq S \leq 180$ dipakai S = 180 cm
- $1D \leq S \leq 2D$ dengan S = jarak tepi
- $60 \leq S \leq 120$ dipakai S = 90 cm

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang yang telah direncanakan pada denah pondasi. Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan menggunakan tiang pancang kelompok PC Tipe 1 dengan kombinasi beban $D+0,75L+0,525 Ex$.

$$P = 608,2 \text{ ton}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 2,42 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 14,81 \text{ ton.m}$$

$$X_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{608,2}{4} + \frac{14,81 \times 0,9}{1,8^2} + \frac{2,42 \times 0,9}{1,8^2} \leq 161 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 156,8 \leq 161 \text{ ton (OK)}$$

Tabel 28 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 1

Kombinasi	n	P (ton)	P/n (ton)	X _{max}	Y _{max}	My	Mx	My · X _{max}	Σx ²	Mx · Y _{max}	Σy ²	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max < P ijin
D	4	412.1	103.03	0.9	0.9	2.47	0.10	2.2	3.24	0.1	3.24	103.7	161	OK
D+L	4	593.0	148.24	0.9	0.9	3.98	0.13	3.6	3.24	0.1	3.24	149.4	161	OK
0,6D+0,7Ex	4	267.6	66.893	0.9	0.9	15.93	3.12	14.3	3.24	2.8	3.24	72.2	161	OK
D+0,7Ex	4	432.4	108.11	0.9	0.9	16.92	3.16	15.2	3.24	2.8	3.24	113.7	161	OK
0,6D+0,7Ey	4	253.6	63.403	0.9	0.9	6.47	9.16	5.8	3.24	8.2	3.24	67.7	161	OK
D+0,7Ey	4	418.5	104.62	0.9	0.9	7.46	9.20	6.7	3.24	8.3	3.24	109.2	161	OK
D+0,75L+0,525 Ex	4	608.2	152.04	0.9	0.9	14.81	2.42	13.3	3.24	2.2	3.24	156.8	161	OK
D+0,75L+0,525 Ey	4	597.7	149.43	0.9	0.9	7.72	6.96	6.9	3.24	6.3	3.24	153.5	161	OK
D+0,75L	4	547.8	136.94	0.9	0.9	3.60	0.12	3.2	3.24	0.1	3.24	138.0	161	OK

Tabel 29 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 2A

Kombinasi	n	P	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My	Mx	My · Xmax	Σx^2	Mx · Ymax	Σy^2	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
D	2	188.3	94.15	0.9	0.01	1.48	0.92	1.3	3.24	0	0.0	95.5	161	OK
D+L	2	224.0	112.02	0.9	0.01	2.18	1.86	2.0	3.24	0	0.0	114.5	161	OK
0,6D+0,7Ex	2	139.5	69.768	0.9	0.01	27.30	4.02	24.6	3.24	0	0.0	81.4	161	OK
D+0,7Ex	2	214.9	107.43	0.9	0.01	27.89	4.39	25.1	3.24	0	0.0	119.6	161	OK
0,6D+0,7Ey	2	153.2	76.595	0.9	0.01	11.02	11.10	9.9	3.24	0	0.0	90.8	161	OK
D+0,7Ey	2	228.5	114.25	0.9	0.01	11.61	11.47	10.5	3.24	0	0.0	129.0	161	OK
D+0,75L+0,525 Ex	2	254.2	127.1	0.9	0.01	21.99	9.77	19.8	3.24	0	0.0	143.0	161	OK
D+0,75L+0,525 Ey	2	204.1	102.07	0.9	0.01	17.63	6.06	15.9	3.24	0	0.0	113.0	161	OK
D+0,75L	2	215.1	107.56	0.9	0.01	2.00	1.62	1.8	3.24	0	0.0	109.7	161	OK

Tabel 30 Tabel Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang PC 2B

Kombinasi	n	P	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My	Mx	My · Xmax	Σx^2	Mx · Ymax	Σy^2	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
D	2	188.3	94.15	0.01	0.9	1.48	0.92	0.0	0.0	1	3.2	95.9	161	OK
D+L	2	224.0	112.02	0.01	0.9	2.18	1.86	0.0	0.0	2	3.2	114.7	161	OK
0,6D+0,7Ex	2	139.5	69.768	0.01	0.9	27.30	4.02	0.3	0.0	4	3.2	98.2	161	OK
D+0,7Ex	2	214.9	107.43	0.01	0.9	27.89	4.39	0.3	0.0	4	3.2	136.5	161	OK
0,6D+0,7Ey	2	153.2	76.595	0.01	0.9	11.02	11.10	0.1	0.0	10	3.2	90.7	161	OK
D+0,7Ey	2	228.5	114.25	0.01	0.9	11.61	11.47	0.1	0.0	10	3.2	129.1	161	OK
D+0,75L+0,525 Ex	2	254.2	127.1	0.01	0.9	21.99	9.77	0.2	0.0	9	3.2	151.8	161	OK
D+0,75L+0,525 Ey	2	204.1	102.07	0.01	0.9	17.63	6.06	0.2	0.0	5	3.2	121.4	161	OK
D+0,75L	2	215.1	107.56	0.01	0.9	2.00	1.62	0.0	0.0	1	3.2	110.0	161	OK

8.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria sebagai berikut:

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT WIKA Beton, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 229,5 ton.

$$P \text{ max} = 156,8 \text{ ton} < P \text{ ijin} = 229,5 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Momen
Rumus Wahyudi, Herman (2013) untuk menghitung Momen maksimum:

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load 1 Tiang

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan menggunakan tiang pancang kelompok PC Tipe 1 dengan kombinasi beban D+0,75L+0,525 Ex.

$$H = \frac{\text{nilai maks. Hx dan Hy}}{n \text{ tiang pancang}} = \frac{2,68}{4} = 0,67 \text{ ton} = 670 \text{ kg}$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{670}{9 \times 1,25 \times 60} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H (e + 1,5d + 0,5f) \\ &= 670 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 0,99) \\ &= 60631,65 \text{ kg.cm} = 0,6 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 29 \text{ t.m}$

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 0,6 \text{ tm} < M = 29 \text{ t.m} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 31 Kontrol terhadap Momen PC Tipe 1

Kombinasi	Hx	Hy	H	f	Mmax	Mcrack	kontrol
	ton	ton	ton	cm	kg.cm	kg.cm	
D	0.93	0.05	0.23	0.35	21057.65	2900000	OK
D+L	1.94	0.11	0.48	0.72	43819.70	2900000	OK
0,6D+0,7Ex	1.55	0.26	0.39	0.58	35065.48	2900000	OK
D+0,7Ex	1.93	0.28	0.48	0.71	43533.95	2900000	OK
0,6D+0,7Ey	1.22	0.62	0.31	0.45	27527.95	2900000	OK
D+0,7Ey	1.59	0.65	0.40	0.59	35984.90	2900000	OK
D+0,75L+0,525 Ex	2.68	0.28	0.67	0.99	60739.44	2900000	OK
D+0,75L+0,525 Ey	2.43	0.55	0.61	0.90	55057.46	2900000	OK
D+0,75L	1.69	0.10	0.42	0.63	38120.98	2900000	OK

Tabel 32 Kontrol terhadap Momen PC Tipe 2A dan B

Kombinasi	Hx	Hy	H	f	Mmax	Mcrack
	ton	ton	ton	cm	kg.cm	kg.cm
D	0.01	0.70	0.35	0.52	31382.55	2900000
D+L	0.09	1.49	0.74	1.10	67237.93	2900000
0,6D+0,7Ex	3.07	0.77	1.53	2.27	139853.83	2900000
D+0,7Ex	3.07	1.04	1.54	2.28	139987.63	2900000
0,6D+0,7Ey	1.30	1.42	0.71	1.05	64059.44	2900000
D+0,7Ey	1.30	1.69	0.85	1.25	76738.60	2900000
D+0,75L+0,525 Ex	2.39	1.22	1.20	1.77	108750.04	2900000
D+0,75L+0,525 Ey	2.20	2.23	1.12	1.65	101435.88	2900000
D+0,75L	0.07	1.29	0.64	0.95	58249.02	2900000

8.3 Perencanaan Poer pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data perancangan poer :

$$P_u = 608,18 \text{ ton}$$

$$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 156,83 \text{ ton}$$

$$n \text{ tiang pancang} = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 3,6 \times 3,6 \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

\varnothing tulangan	= 29 mm
Selimut beton	= 60 mm
λ	= 1 (beton normal)

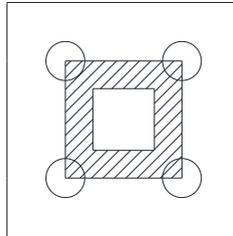
Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

8.3.1 Kontrol Geser Pons

- Akibat Kolom



Gambar 69 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Desain geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

α_s = 20 untuk kolom sudut

30 untuk kolom tepi

40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= 3600/3600 = 1$$

b_o = Keliling penampang kritis

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

$$= 2 (1000 + 925,5) + 2 (1000 + 925,5)$$

$$= 7702 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5$$

$$= 22992177,8 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \cdot 925,5}{7702} + 2 \right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5$$

$$= 25469162,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\
 &= 15012539,62 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $15012539,62 \text{ N} = 1501253,96 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1501253,96 \\
 &= 1125940,471 \text{ kg} = 1125,94 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 1125,94 \text{ ton} > P_u - P_{pile} \\
 &= 1125,94 \text{ ton} > 608,18 - (156,8 \times 1) \\
 &= 1242,89 \text{ ton} > 451,3 \text{ ton} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- **Akibat Pancang**

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= 3600/3600 = 1 \\
 b_o &= (0,25 \times \pi \times (600 + 925,5)) \\
 &= 1198,607 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 3578108,093 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \cdot 925,5}{1198,607} + 2 \right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 19150073,25 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 2336294,108 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $2336294,1 \text{ N} = 233629,41 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 233629,41 \\
 &= 175222,0581 \text{ Kg} = 175,22 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

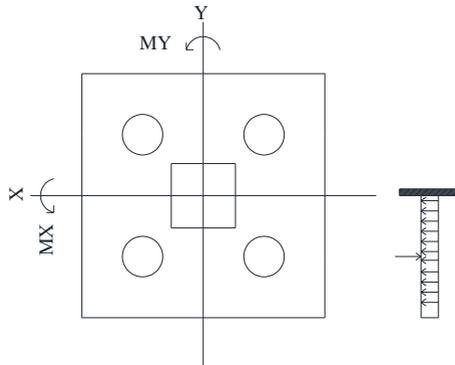
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 175,22 \text{ ton} > P_{\text{mak}} \\
 &= 175,22 \text{ ton} > 156,83 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

8.3.2 Penulangan Poer

Poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom untuk menentukan tulangan lentur. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

- **Penulangan Arah X**



Gambar 70 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 156,83 \text{ ton} \\
 P &= 2 \times 156,83 = 313,64 \text{ ton} \\
 q &= 3,6 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m} \times 1 \text{ m} = 8,64 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 8,64 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,36 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

- Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\max} (a) - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (313,64 \times (0,9)) - (\frac{1}{2} \times 10,36 \times (1,8)^2) \\
 &= 265,5 \text{ t.m} \\
 &= 2655017050 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_x &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm} \\
 d_y &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Mencari ρ max

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} = 0.764\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{410} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0272$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

digunakan $\rho_{min} = 0,00376$

- Menentukan Harga ρ

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{2655017050}{3600 \times 925,5^2} = 0,861$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,861}{420}} \right) = 0,002\end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{min} \rightarrow \rho = \rho_{min} = 0,00376$$

- Menentukan jumlah tulangan tarik X

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,00376 \times 1000 \times 925,5 = 3484,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,15}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 4405,24 \text{ mm}^2 > 3658,395 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Menentukan jumlah tulangan tekan X

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ &= 3484,15 \times \frac{1}{2} = 1742,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D19 ($A_s = 283,52 \text{ mm}^2$)

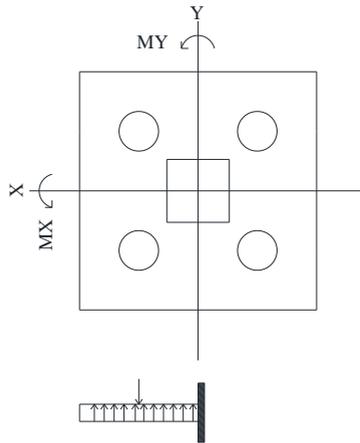
Jumlah tulangan Perlu = 6 buah

Jarak tulangan terpasang = 150 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 1890,2 \text{ mm}^2 > 1742,1 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik D19–150 mm

- **Penulangan Arah Y**



Gambar 71 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 156,83 \text{ ton} \\
 P &= 2 \times 156,83 = 313,64 \text{ ton} \\
 q &= 3,6 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m} \times 1 \text{ m} = 8,64 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 8,64 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,36 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

- Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\max} (a) - \frac{1}{2} q_u x \cdot L^2 \\
 &= (313,64 \times (0,9)) - (\frac{1}{2} \times 10,36 \times (1,8)^2) \\
 &= 265,5 \text{ t.m} \\
 &= 2655017050 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_x &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm} \\
 d_y &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Mencari ρ max

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} = 0.764\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{410} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0272$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

digunakan $\rho_{min} = 0,00376$

- Menentukan Harga ρ

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,35$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{2655017050}{3600 \times 925,5^2} = 0,861$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,861}{420}} \right) = 0,002\end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{min} \rightarrow \rho = \rho_{min} = 0,00376$$

- Menentukan jumlah tulangan Tarik Y

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,00376 \times 1000 \times 925,5 = 3484,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,15}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 4405,24 \text{ mm}^2 > 3658,395 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Menentukan jumlah tulangan tekan Y

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ &= 3484,15 \times \frac{1}{2} = 1742,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D19 ($A_s = 283,52 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 1890,2 \text{ mm}^2 > 1742,1 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik D19–150 mm

8.4 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur sloof adalah elemen struktur yang terdapat pada bangunan gedung dan terletak di atas tanah yang berfungsi sebagai pengaku antara pondasi satu dengan yang lainnya, sehingga tingkat kekakuan dari struktur bawah meningkat. Sloof juga digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

Beban-beban yang akan diterima sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

8.4.1 Data perencanaan sloof

- Dimensi sloof :

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450.

$$h_{min} = \frac{L}{16} \times \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right) = \frac{7600}{16} \times \left(0,4 + \frac{250}{700}\right) \\ = 359,6 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 400}{3} = 266,6 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Dimensi balok terlalu kecil, maka dimensi balok direncanakan ulang sesuai dimensi yang biasa diterapkan di lapangan.

$$h_{min} = \frac{L}{12} = \frac{7600}{12} = 633,3 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

- Mutu bahan:

$$f'c = 40 \text{ MPa}$$

$$fy = 420 \text{ MPa}$$

Selimut beton	= 50 mm
Tulangan utama	= D22
Tulangan Sengkang	= D16
Gaya aksial Kolom	= 783881,1 kg
Gaya Aksial Sloof	= 10% x Gaya Aksial Kolom
	= 78388,11 kg

- Beban yang Dipikul Sloof

Pu sloof	= 78388,11 kg = 783,88 kN
Berat sendiri	= 0,6 x 0,4 x 2400 = 576 kg/m
Berat dinding	= 250 x 3,2 = <u>800 kg/m</u> +
	qd total = 1376 kg/m

$$qu = 1,4 \times qd = 1,4 \times 1376 = 1926 \text{ kg/m} = 19260 \text{ N/m}$$

Panjang sloof = 7,6 m

$$\begin{aligned} Mu_{\text{tumpuan}} &= \frac{1}{12} qu.L^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 19260 \times 7,6^2 \\ &= 92705 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$Mn_{\text{tumpuan}} = \frac{Mu}{0,9} = \frac{92705 \times 1000}{0,9} = 103005555 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} Mu_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{24} qu.L^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 19260 \times 7,6^2 \\ &= 46352,4 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$Mn_{\text{lapangan}} = \frac{Mu}{0,9} = \frac{46352,4 \times 1000}{0,9} = 51502667 \text{ N.mm}$$

8.4.2 Penulangan Sloof

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,01047$$

Dipasang tulangan = 8 D20 ($A_s = 2512 \text{ mm}^2$)

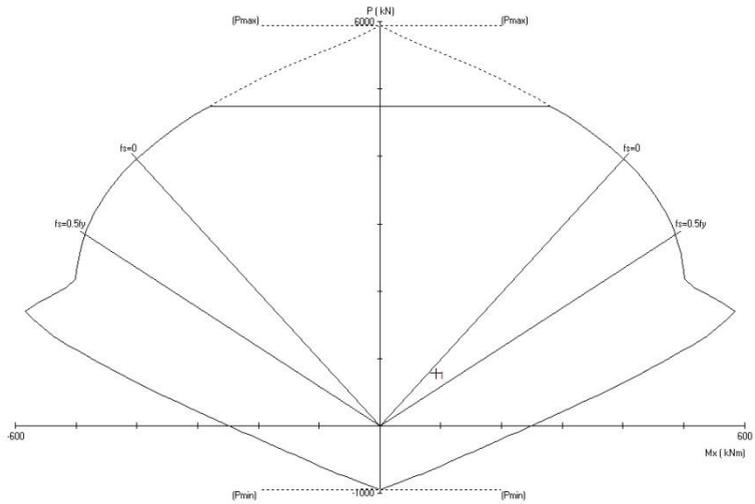
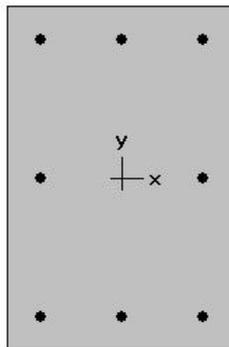


Diagram Interaksi Sloof



400 × 600 mm
1.05% reinf.

Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

- **Cek Lebar Sloof**

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{array}{rcl}
 2 \times \text{selimut beton (c = 50 mm)} & = & 2 \times 50 = 100 \text{ mm} \\
 2 \times \text{senggang (\varnothing = 16 mm)} & = & 2 \times 16 = 32 \text{ mm} \\
 3 \times \text{D20} & = & 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \\
 2 \text{ kali jarak antara 25 mm} & = & \underline{2 \times 25 = 50 \text{ mm}} \\
 \text{Total} & = & 242 \text{ mm}
 \end{array}$$

Total lebar < Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

- **Penulangan Geser**

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$\begin{array}{rcl}
 A_g & = & 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2 \\
 d & = & 600 - 50 - 16 - 22/2 = 523 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{783881,1}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{40} \times 400 \times 523 \\
 &= 277401,375 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing V_c &= 0,75 \times 280583,8 \\
 &= 208051 \text{ N} = 20805,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \times 1926 \times 7,6 = 7318,8 \text{ kg}$$

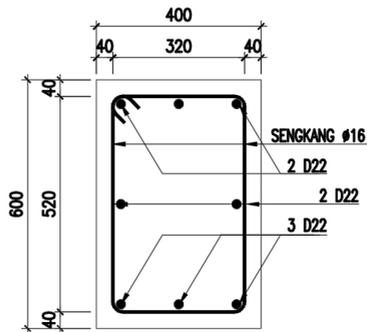
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &> V_u \\
 20805,1 \text{ kg} &> 7318,8 \text{ kg} \\
 \text{Sehingga tidak perlu tulangan geser}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\frac{d}{2} = \frac{529}{2} = 264,5 \text{ mm}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang Ø16 – 250 mm



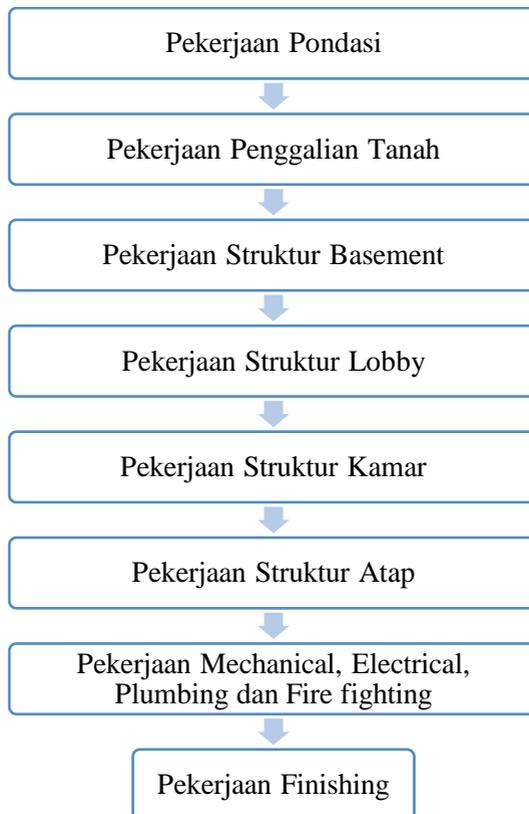
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

METODE PELAKSANAAN

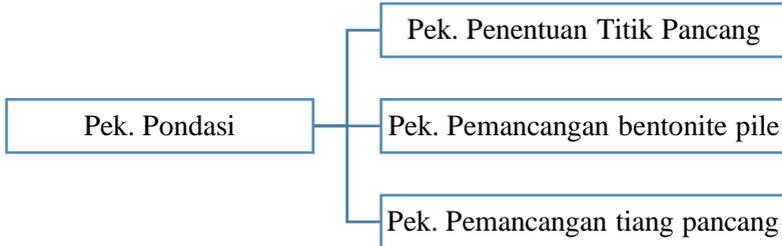
9.1 Flow Chart Metode Pelaksanaan

Hotel Amaris Surabaya direncanakan dibangun dengan sistem *bottom up*. Pada sistem ini, struktur atas dikerjakan setelah struktur pondasi selesai. Berikut ini merupakan flow chart metode pelaksanaan Hotel Amaris Surabaya

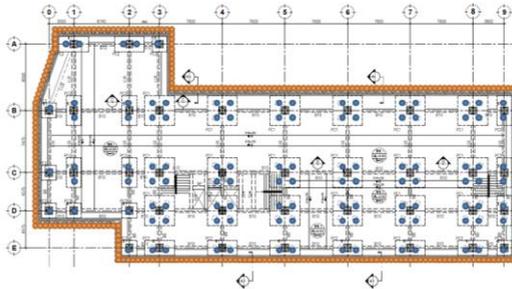


9.2 Pekerjaan Pondasi

Pekerjaan pondasi dibagi ke dalam tiga sub pekerjaan seperti berikut

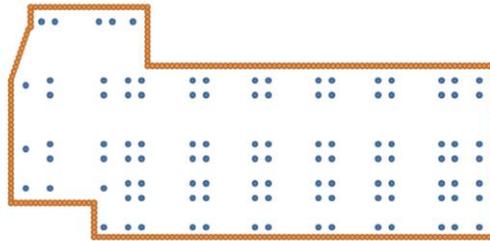


1. Pekerjaan penentuan titik pancang dilakukan oleh surveyor lapangan menggunakan Total Station dengan elevasi $\pm 0,00$ mengacu pada jalan raya.



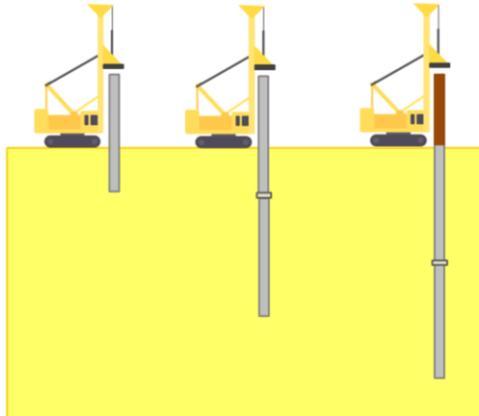
Gambar 72 Penentuan Titik Pancang

2. Setelah itu, dilakukan pemancangan bentonite pile dan tiang pancang. Pekerjaan pemancangan bentonite pile diperlukan untuk mencegah kelongsoran tanah di sekeliling area yang akan digali.

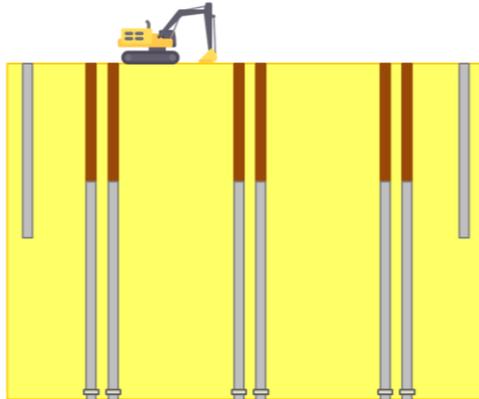


Gambar 73 Pemancangan Bentonite Pile dan Tiang Pancang

3. Panjang tiang pancang mencapai 24m, sehingga diperlukan 2 buah tiang pancang yang masing-masing panjangnya 12m. Setelah tiang pancang pertama terpasang, dilakukan pengelasan antara tiang pancang pertama dan kedua, barulah pekerjaan pemancangan dilanjutkan. Saat tiang pancang kedua akan terpasang, digunakan ruyung kayu sepanjang 6,4 meter agar tiang pancang terpasang sesuai kedalaman basement.



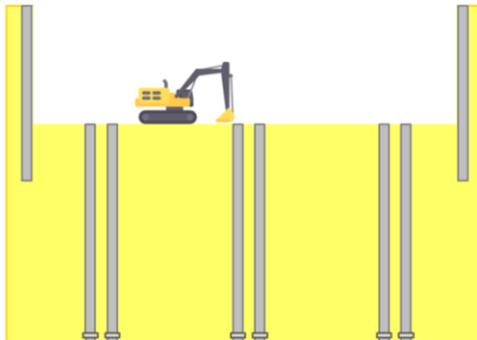
Gambar 74 Penyambungan Tiang Pancang



Gambar 75 Penggunaan Ruyung pada Tiang Pancang

9.3 Pekerjaan Penggalian Tanah

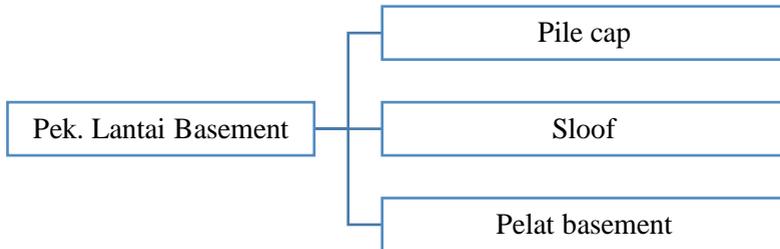
Pekerjaan penggalian tanah dilakukan dengan menggunakan excavator. Hasil galian akan dibawa dump truck keluar proyek.



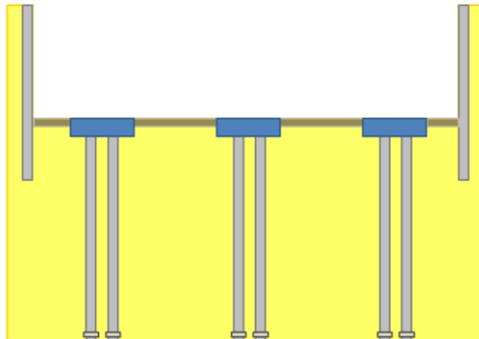
Gambar 76 Penggalian Tanah

9.4 Pekerjaan Lantai Basement

Pekerjaan Lantai basement dibagi ke dalam tiga sub pekerjaan seperti berikut



Kemudian, dilaksanakan pekerjaan penulangan antara pondasi dengan pile cap, dan penulangan sloof serta penulangan pelat basement. Setelah penulangan selesai, dilanjutkan dengan pengecoran.

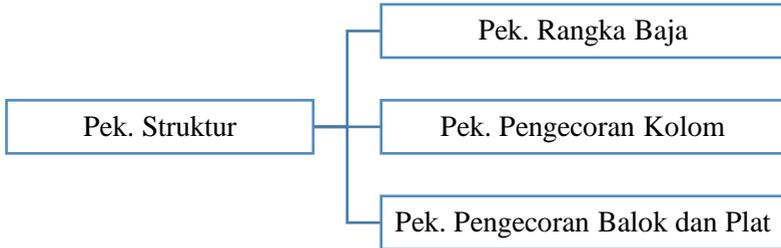


Gambar 77 Pekerjaan Pile Cap, Sloof dan Pelat

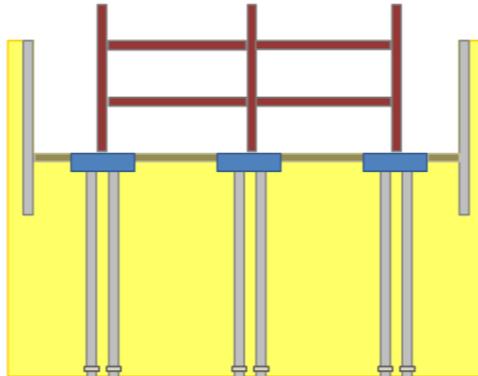
9.5 Pekerjaan Struktur

Pekerjaan struktur direncanakan dikerjakan berdasarkan tipe lantai, dimulai dari lantai paling bawah yaitu lantai basement, lalu lantai lobby, lantai kamar dan yang terakhir lantai atap.

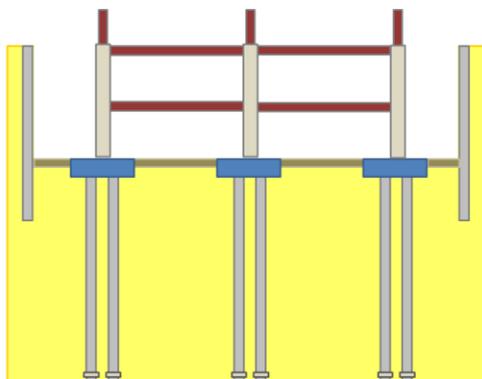
Masing- masing lantai memiliki pekerjaan struktur yang tipikal dan berulang seperti berikut



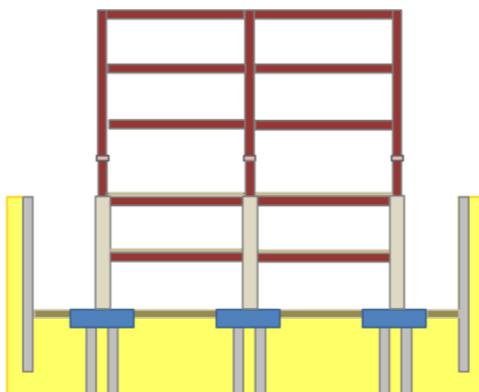
Pekerjaan struktur dimulai dengan melaksanakan pekerjaan rangka baja setinggi maksimal 3 lantai. Pekerjaan rangka baja sendiri tergiri dari pekerjaan kolom, balok induk, balok anak dan plat bondek. Setelah itu, dilanjutkan dengan pekerjaan bekisting dan pengecoran kolom komposit. Setelah beton kolom setting, dilanjutkan dengan pekerjaan bekisting tepi lantai dan pengecoran balok dan plat lantai.



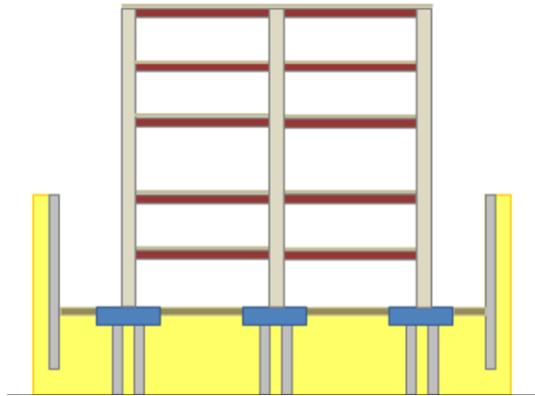
Gambar 78 Pekerjaan Rangka Baja



Gambar 79 Pekerjaan Pengecoran Kolom



Gambar 80 Pekerjaan Pengecoran Pelat disertai dengan Pekerjaan Rangka Baja



Gambar 81 Pekerjaan Struktur yang Sudah Selesai

9.6 Pekerjaan Mechanical, Electrical, Plumbing dan Fire fighting

1. Pekerjaan mekanikal adalah pekerjaan yang berhubungan dengan alat mesin besar seperti lift.
2. Pekerjaan elektrik adalah pekerjaan yang berhubungan dengan instalasi listrik. Pekerjaan elektrik mencakup panel TM & Transformer, kabel daya tegangan menengah, panel listrik tegangan rendah, panel distribution box, kabel daya listrik, tegangan rendah, armatur lampu penerangan, saklar, stop kontak dan key tag, kabel instalasi penerangan, instalasi stop kontak, dan sistem penangkal petir.
3. Pekerjaan plumbing adalah pekerjaan perpipaan yang terdapat pada bangunan gedung seperti pipa untuk air bersih, air kotor, pipa ventilasi, dan air hujan.
4. Pemadam Kebakaran/Fire fighting adalah pekerjaan MEP yang berhubungan dengan perpipaan air khususnya untuk keperluan pemadam kebakaran jika terjadi kebakaran. Sistem dari pekerjaan pemadam kebakaran pada bangunan hotel akan berkolaborasi dengan pekerjaan elektrik. Tiap kamar akan dipasang alat bernama smoke detector yang akan mendeteksi asap atau api yang berada di kamar sehingga secara otomatis

sistem pemadam kebakaran akan bekerja sendiri dengan mengeluarkan air melalui alat sprinkler.

9.7 Pekerjaan Finishing

Pekerjaan finishing adalah pekerjaan akhir yang berfungsi untuk menutupi, melapisi dan memperindah bangunan. Dimulai dengan pemasangan batu bata, plafond, plaster, aci, tegel keramik, dan pengecatan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB X

RINGKASAN DAN SARAN

10.1 Ringkasan

Ringkasan yang didapat dari tugas akhir ini adalah

1. Struktur sekunder meliputi plat, balok anak, balok lift dan tangga. Pada plat lantai atap dan plat lantai kamar menggunakan steel deck dari brosur super floor deck dengan tulangan wiremesh M7-150 dan ketebalan beton 10cm. Plat lantai lobby dan plat lantai parkir menggunakan M7-150 dan M8-150 dengan tebal beton 10cm. Pada balok anak lantai atap menggunakan WF300x200x9x14. Balok anak lantai kamar, lantai lobby dan lantai parkir, bervariasi mulai WF300x200x9x14 hingga WF400x300x10x16. Balok penumpu dan balok penggantung lift menggunakan WF250x125x6x9. Tangga direncanakan menggunakan struktur baja. Plat anak tangga setebal 3 mm dan plat bordes 7mm. Balok utama tangga adalah WF200x100x4,5x7 dan balok penumpu tangga adalah WF200x150x6x9.
2. Pemodelan dan analisa dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2016. Kontrol berat, partisipasi massa, periode getar struktur, respon spectrum dan drift yang telah dilakukan menunjukkan hasil yang aman untuk Hotel Amaris Surabaya 17 lantai modifikasi struktur komposit beton baja.
3. Struktur primer meliputi balok induk komposit dan kolom komposit. Balok induk didesain komposit dengan plat lantai dengan menambahkan stud connector D19. Balok induk menggunakan WF500x200x10x16. Kolom didesain komposit menggunakan perpaduan baja king cross diselubungi beton. Untuk lantai B2- 2 menggunakan K700x300x13x24 beton 900x900, lantai 3- 9 menggunakan K600x200x11x17 beton 800x800, lantai 10- Atap menggunakan K500x200x10x16 beton 700x700.

4. Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan profil siku 60x60x6 dan baut M12, sambungan balok tangga ada yang menggunakan baut M12 dan ada juga yang las F_{E70xx} , sambungan balok-kolom menggunakan end plate 16mm, las F_{E70xx} dan baut $\phi 27$, sambungan kolom-kolom menggunakan end plate 25mm dan las F_{E90xx} dan baut $\phi 16$, dan sambungan kolom-baseplate menggunakan end plate 30mm, las F_{E90xx} , angkur 50cm dan 8 baut $\phi 25$.
5. Struktur bawah meliputi perencanaan plat basement, pondasi tiang pancang, poer dan sloof. Plat basement direncanakan setebal 40cm dengan tulangan D19-150. Tiang pancang direncanakan sedalam 23,5 m menggunakan Prestressed spun piles produksi PT WIKA Beton. Jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk pile cap (PC) tipe 1 dengan dimensi 3,6x3,6x1, 2 buah tiang pancang untuk pile cap (PC) tipe 2 dimensi 3,6x1,8x1 dan 1 buah tiang pancang untuk pile cap (PC) tipe 3 dimensi 0,9x,9x1. Sloof dimensi 600x400 dengan tulangan utama 3D22 dan tulangan sengkang $\phi 16 - 250$.
6. Metode pekerjaan secara bottom up dengan urutan pekerjaan dimulai dari pondasi, penggalian tanah, struktur basement, struktur lobby, struktur kamar, struktur atap, mechanical electrical, plumbing dan firefighting serta finishing.
7. Seluruh hasil tugas akhir ini dituangkan dalam gambar teknik yang dapat dilihat pada lampiran.

10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan dari tugas akhir ini adalah

1. Perlu dilakukan studi lebih lanjut dalam memodelkan kolom king cross agar analisa yang didapatkan dapat semirip mungkin dengan kondisi sebenarnya. Program bantu ETABS 2016 tidak dapat langsung meninjau drift akibat gempa dan gaya dalam struktur secara bersamaan, maka perlu kehati-hatian lebih dalam memodelkan struktur.
2. Perlu adanya studi lebih lanjut dalam mendesain metode pelaksanaan proyek dengan mempertimbangkan beban yang bekerja sesuai urutan pekerjaan.

3. Pada saat pelaksanaan proyek, diperlukan pengawasan yang baik dan benar sehingga desain struktur komposit dapat bekerja sesuai yang telah direncanakan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 03-1727-2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG). Jakarta, Indonesia
- Departemen Pekerjaan Umum. 2006. Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa. Jakarta: PU
- Badan Pusat Statistik Kota Surabaya. 2017. 'Konsep dan Definisi Statistik Kunjungan Wisatawan Mancanegara'. [online] (<https://surabayakota.bps.go.id/Subjek/view/id/16>, diakses tanggal 10 Agustus 2017)
- Farisi, M. Lukman. (2012) 'PERBANDINGAN EFISIENSI BAHAN KOLOM BULAT DAN PERSEGI PADA STRUKTUR GEDUNG EMPAT LANTAI'. Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Jember

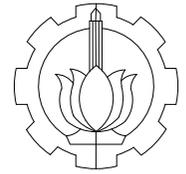
- Folic, dkk. (2008) 'DESIGN AND ANALYSIS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE'. University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering Novi Sad, Serbia
- Gunung Steel. (2017) 'King Cross'. [online] (https://www.gunungsteel.com/index.php?option=com_content&view=article&id=74&Itemid=169 diakses pada tanggal 11 Agustus 2017).
- Iskandar. (2014) 'KAJIAN NUMERIK TIPE SAMBUNGAN BALOK-KOLOM KOMPOSIT PADA STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA'. Majalah Ilmiah Bissotek Vol. 9, No.1, April 2014 : 1-9.
- Kompas. (2015) 'Disbudpar Kota Surabaya Targetkan 18 Juta Wisatawan'. [online] (<http://travel.kompas.com/read/2015/05/01/161900327/Disbudpar.Kota.Surabaya.Targetkan.18.Juta.Wisatawan> diakses pada tanggal 10 Agustus 2017)
- Lahamukang, dkk. (2014) 'KUAT GESER KOMPOSIT BAJA – BETON DENGAN VARIASI BENTUK PENGHUBUNG GESER DITINJAU DARI UJI GESER MURNI. Jurnal Teknik Sipil Vol. III, No. 1, April 2014
- Lillyantina. (2014) 'Sejarah Beton, Sifat dan Karakteristik Beton'. [online] (Lillyantina.MultiPLY.Com/journal/item/6 diakses pada tanggal 3 Juli 2017).
- Marwan dan Isdarmanu. (2006) 'Struktur Baja 1'. Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

- Ranzi, G. Zona. (2007) 'A.: A steel-concrete beam model with partial interaction including the shear deformability of the steel component', *Engineering Structures*, 19 3026-3041.
- Samhal, Erkan. (2005) 'Lecture 1.1: Composite Construction'. SSEDTA.
- Shah dan Pajgade. (2013) 'Comparision Of R.C. And Comosite Multistoried Buildings.' *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)* ISSN: 2248-9622 Vol. 3, Issue 2, March -April 2013, pp.534-539
- Wong, Raymond. (2003) 'The construction of Super High-rise Composite Structures in Hong Kong'. 2nd International Structural Engineering and Construction Conference (23-26, September 2003 at Rome, Italy Hosted by the Faculty of Engineering, University of Rome)
- Wahyudi, Herman. (2013) 'Pondasi Dalam'. Surabaya: ITS Press.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
 B8 = BETON 400 x 600
 B10 = BETON 400 x 600
 B11 = BETON 400 x 600
 A7 = BETON 400 x 600
 A10 = BETON 400 x 600

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM
 DAN BALOK
 LANTAI BASEMENT 2

1:400

KODE

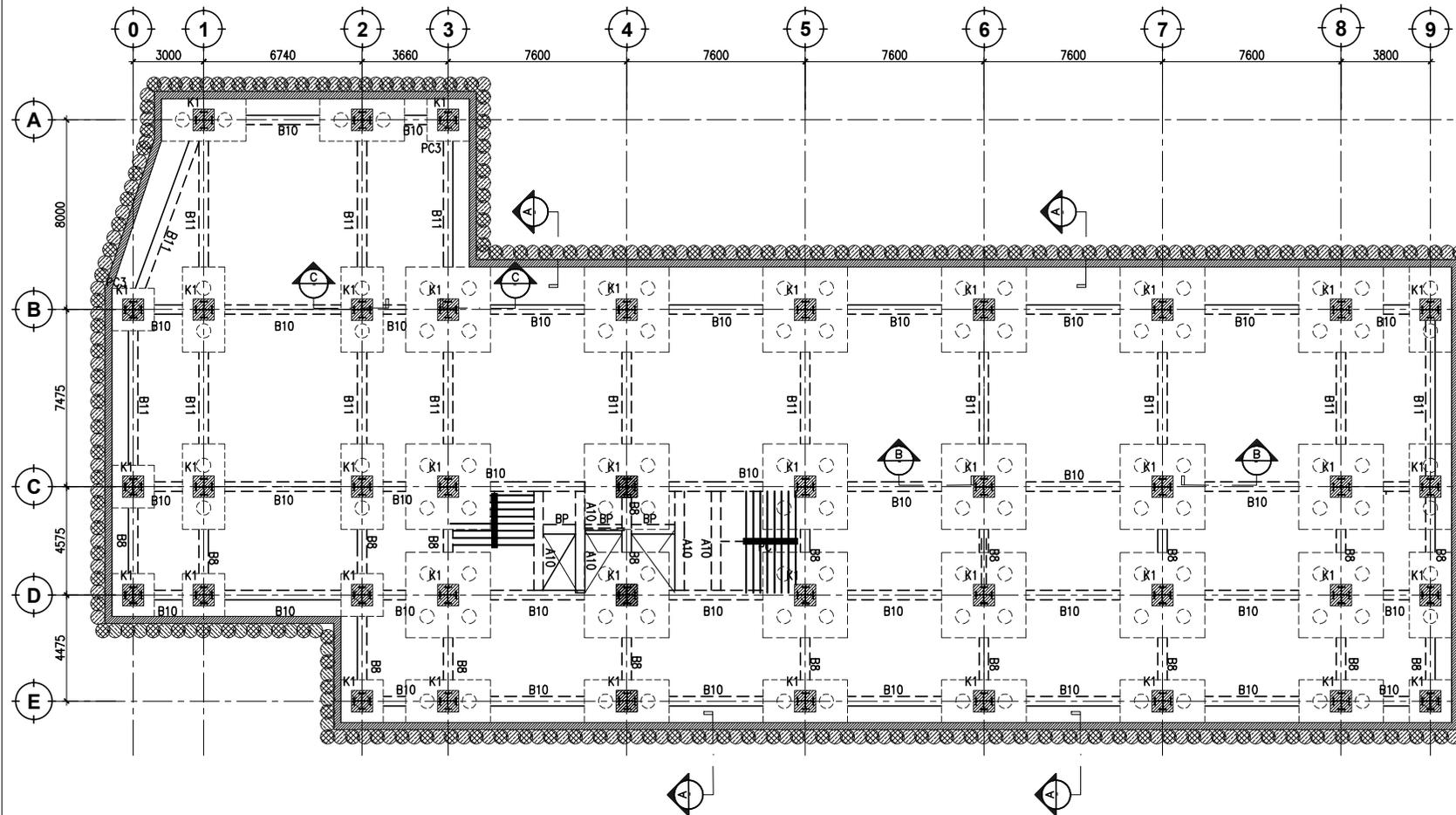
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

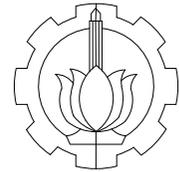
STR

01

23



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI BASEMENT 2
 SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
B8 = BETON 400 x 600
B10 = BETON 400 x 600
B11 = BETON 400 x 600
A7 = BETON 400 x 600
A10 = BETON 400 x 600

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT LANTAI
BASEMENT 2

1:400

KODE

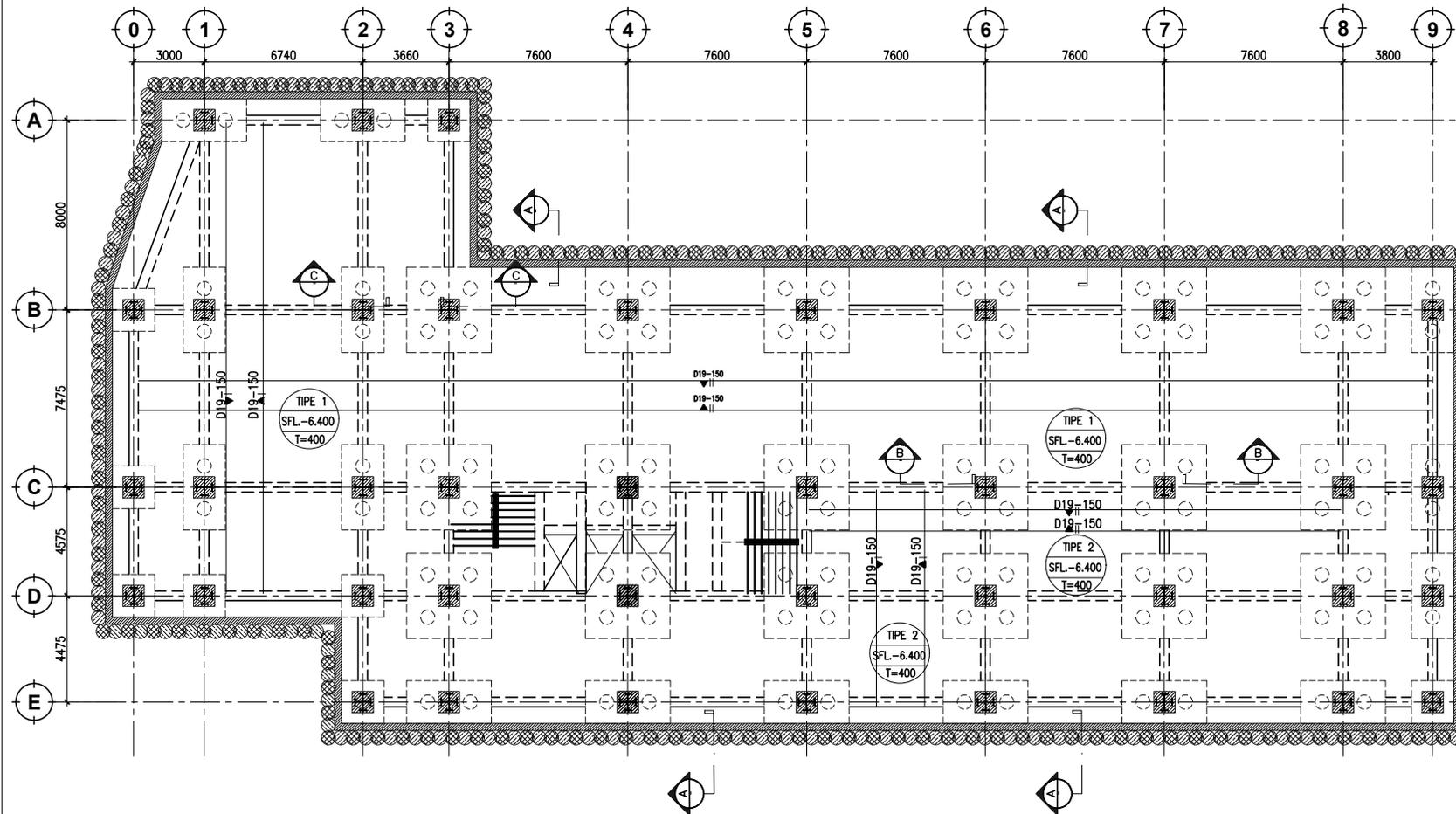
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

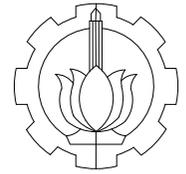
STR

02

23



DENAH PLAT LANTAI BASEMENT 2
SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
B8 = BETON 400 x 600
B10 = BETON 400 x 600
B11 = BETON 400 x 600
A7 = BETON 400 x 600
A10 = BETON 400 x 600

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PILE CAP LANTAI
BASEMENT 2

1/400

KODE

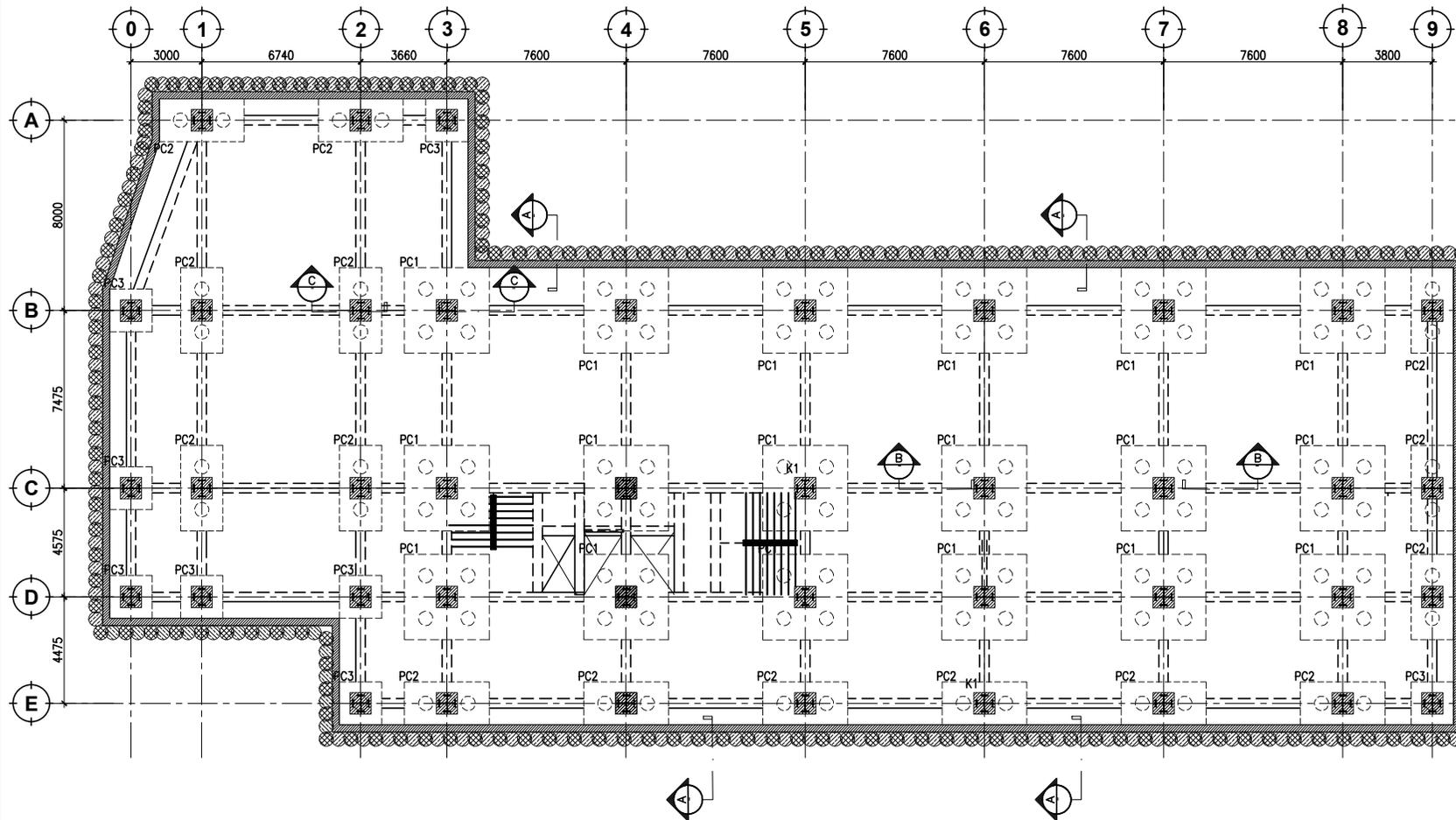
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

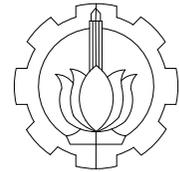
STR

03

23



DENAH PILE CAP LANTAI BASEMENT 2
SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
 A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM DAN
 BALOK LANTAI
 BASEMENT 1

1:400

KODE

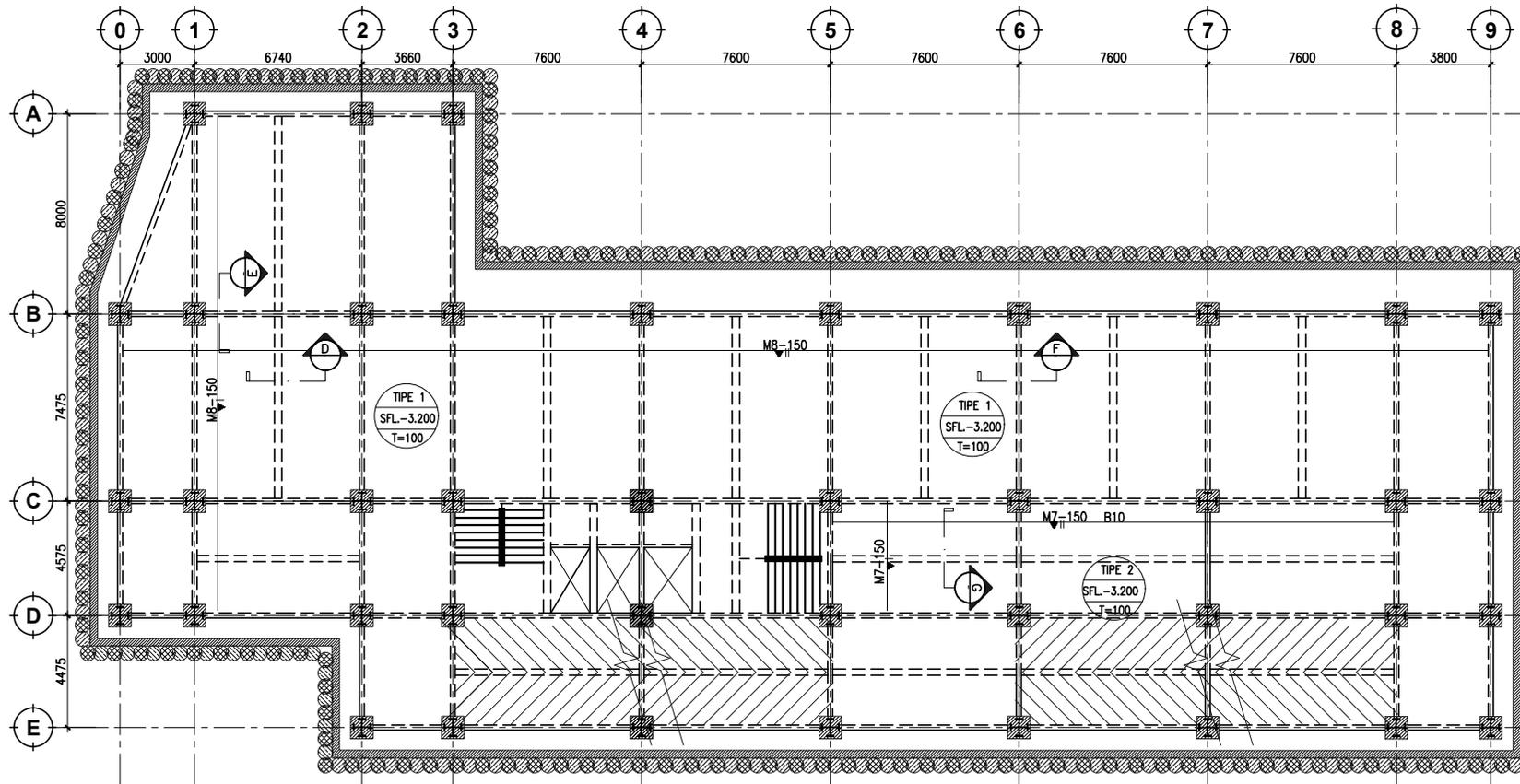
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

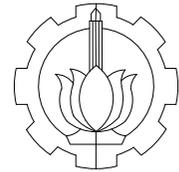
STR

04

23



DENAH PELAT LANTAI BASEMENT 1
 SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
 A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM DAN
 BALOK LANTAI
 BASEMENT 1

1:400

KODE

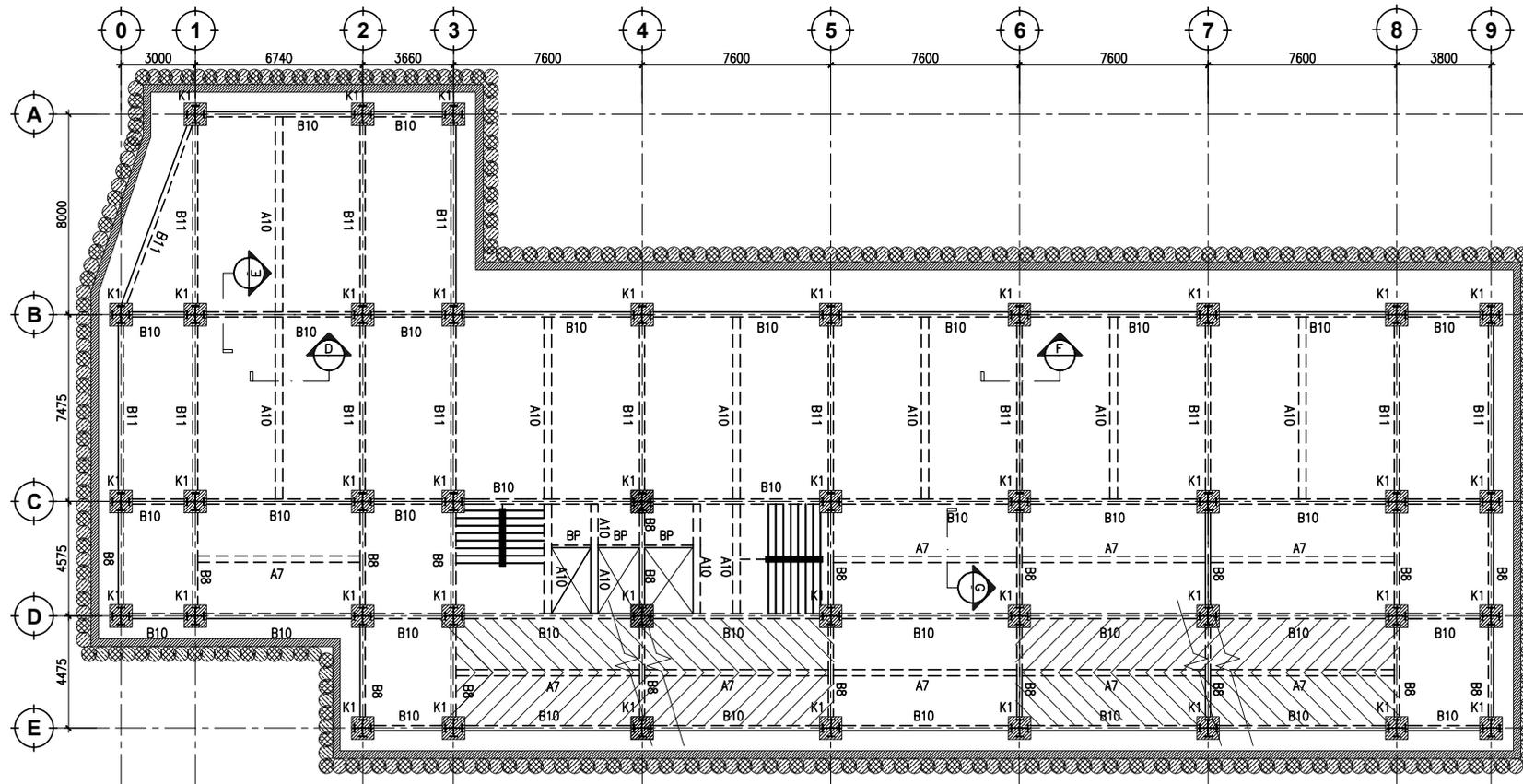
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

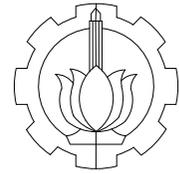
STR

05

23



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI BASEMENT 1
 SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
 A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM DAN
 BALOK LANTAI
 GROUND & LOBBY

1:400

KODE

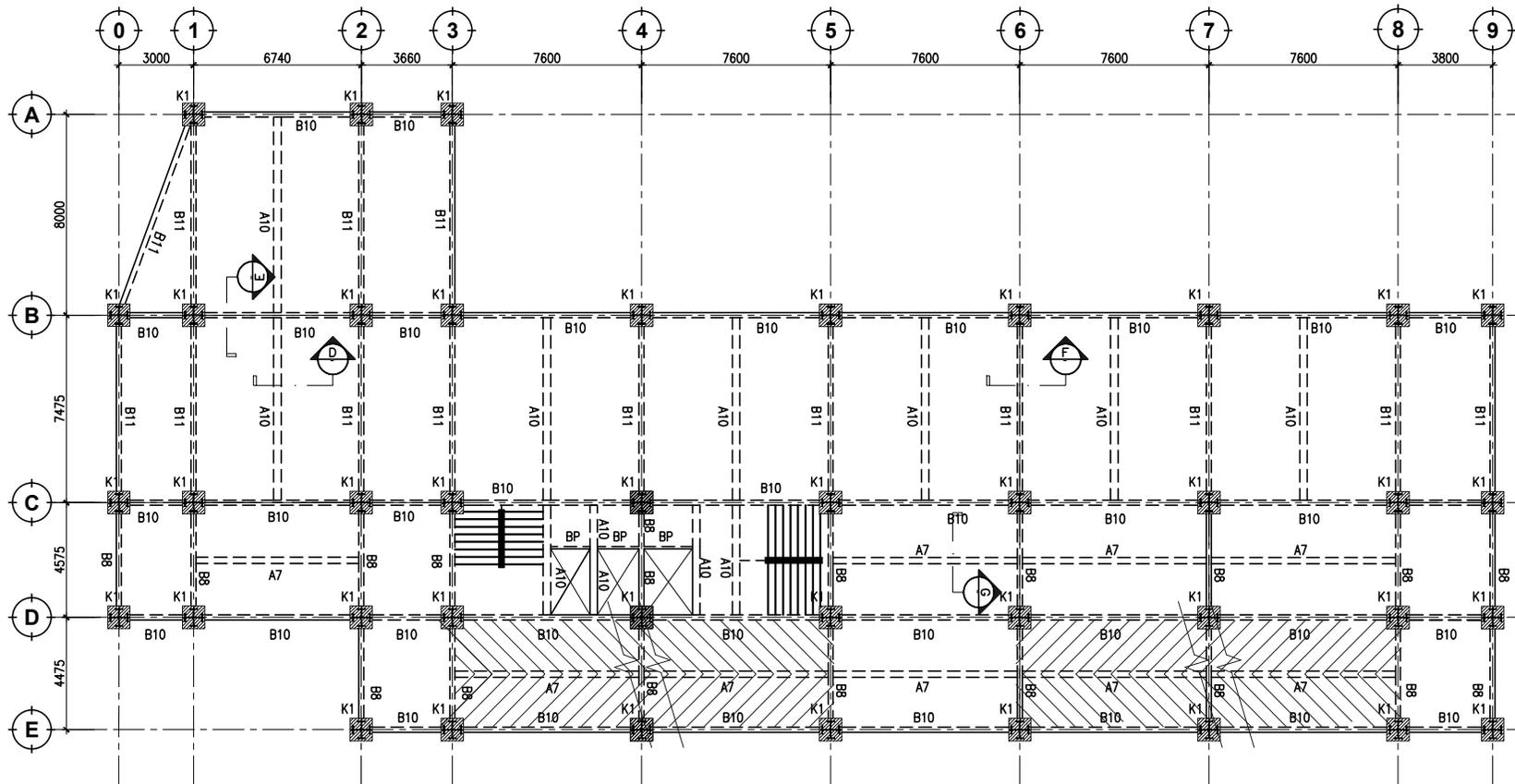
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

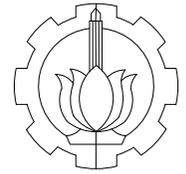
STR

06

23



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI GROUND & LOBBY
 SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT LANTAI
GROUND & LOBBY

1:400

KODE

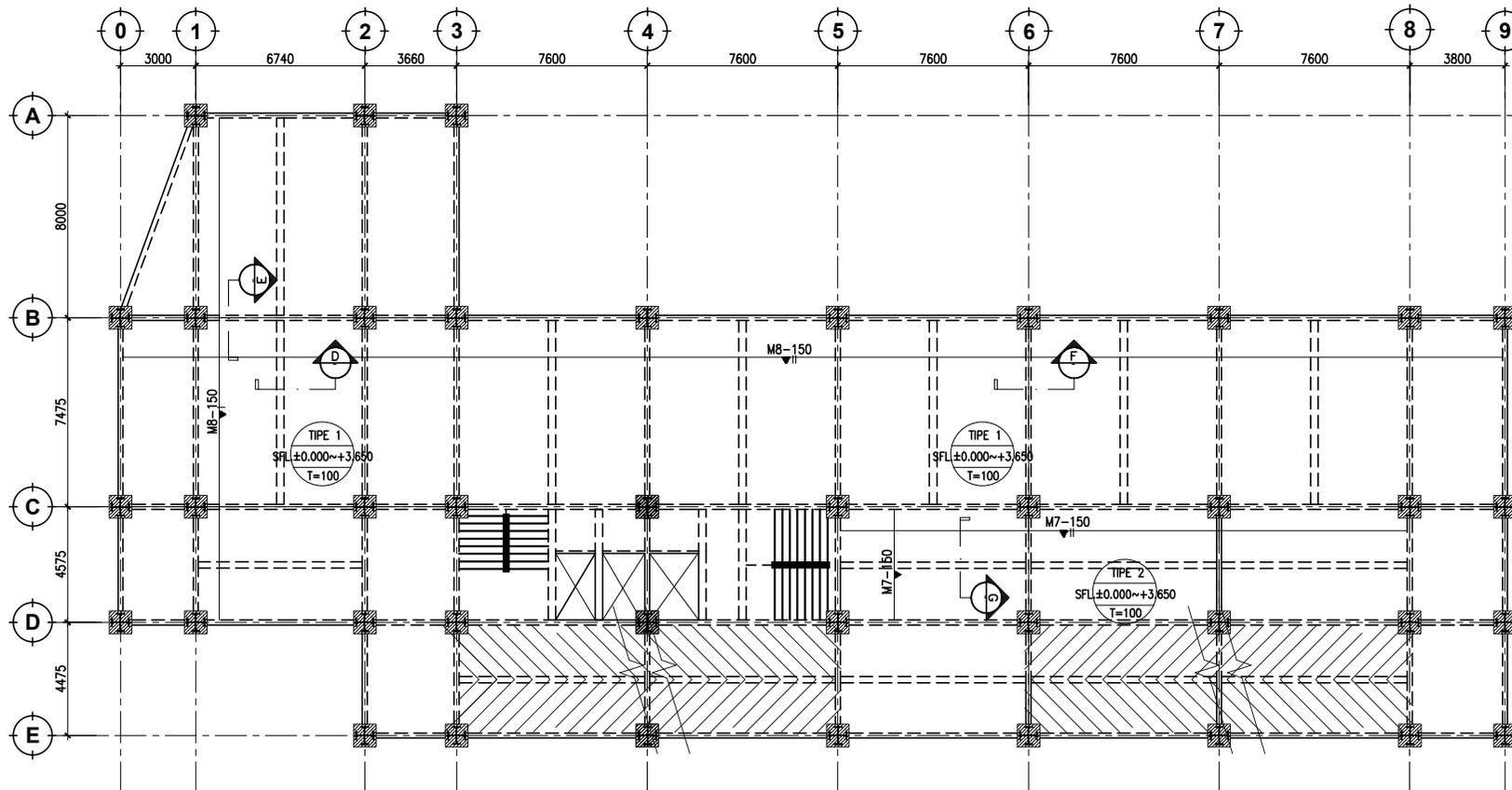
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

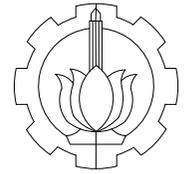
07

23



DENAH PLAT LANTAI GROUND & LOBBY

SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM DAN
BALOK LANTAI 2

1:400

KODE

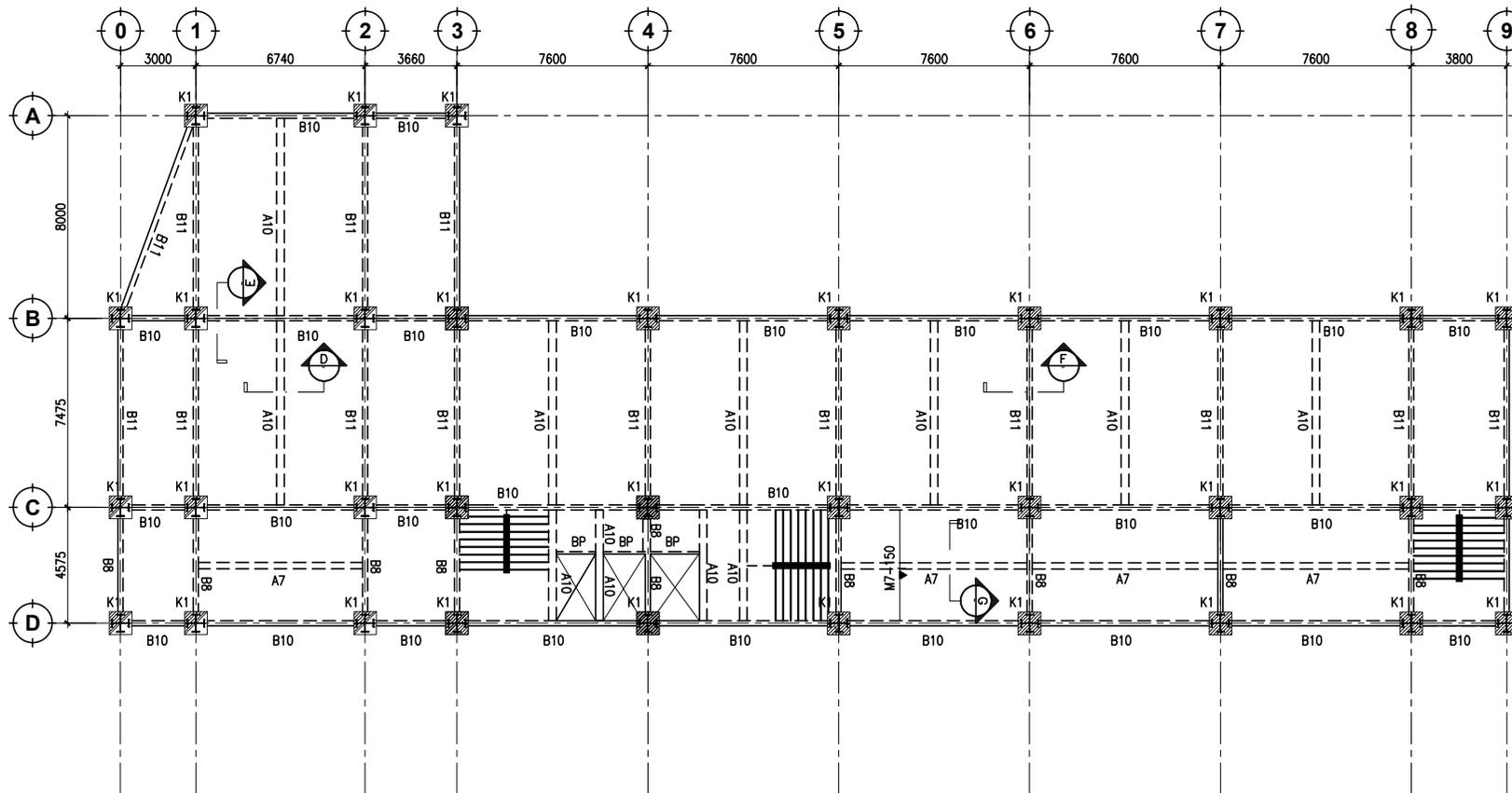
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

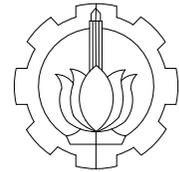
STR

08

23



 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 2
SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
A7 = WF 350x 250 x 9 x 14
A10 = WF 400 x 300 x 10 x 16
BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT LANTAI 2

1:400

KODE

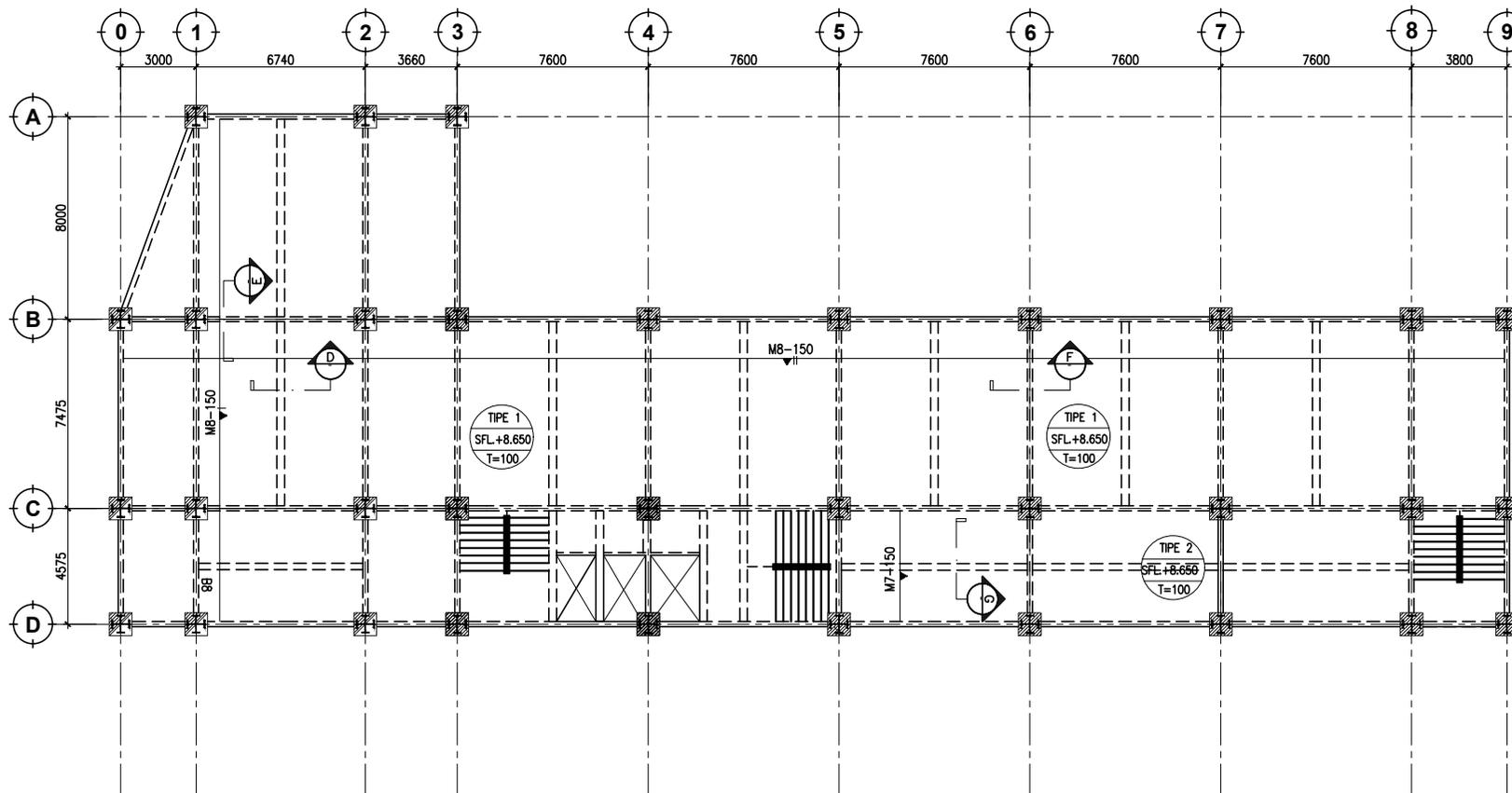
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

09

23



 DENAH PLAT LANTAI 2
SKALA 1 : 400



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K2= K 600 x 200 x 11 x 17, BETON= 800 x 800
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 300 x 200 x 9 x 14
 A10 = WF 350 x 250 x 9 x 14
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM
 DAN BALOK
 LANTAI 3 S/D 9

1:300

KODE

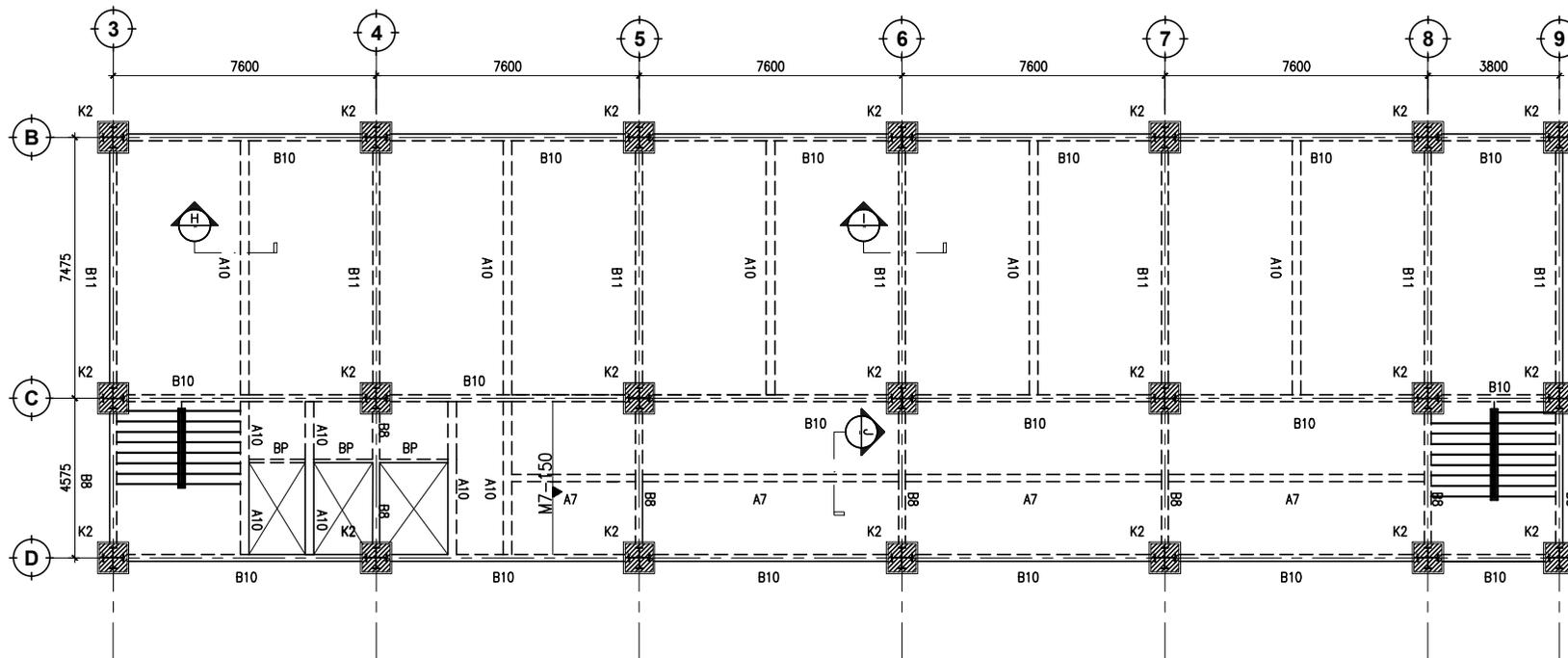
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

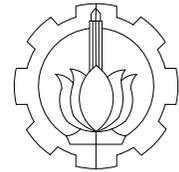
STR

10

23



⊖ DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 3 S/D 9
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K2= K 600 x 200 x 11 x 17, BETON= 800 x 800
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 300 x 200 x 9 x 14
 A10 = WF 350 x 250 x 9 x 14
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM, BALOK,
 DAN PLAT
 LANTAI 3 S/D 9

1/300

KODE

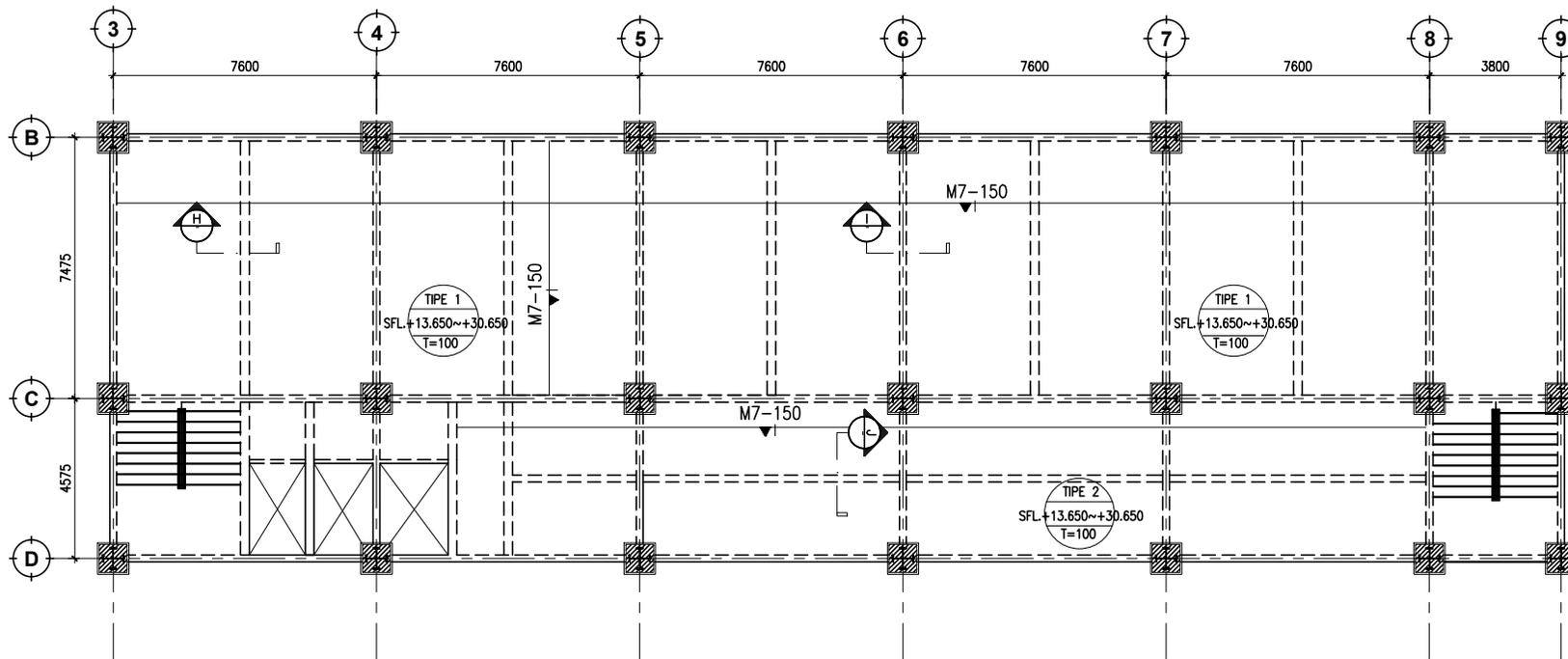
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

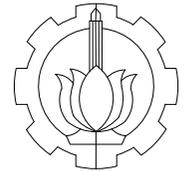
STR

11

23



DENAH PLAT LANTAI 3 S/D 9
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K3= K 500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700
B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
A7 = WF 300x 200 x 9 x 14
A10 = WF 350 x 250 x 9 x 14
BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM
DAN BALOK,
LANTAI 10 S/D 16

1:300

KODE

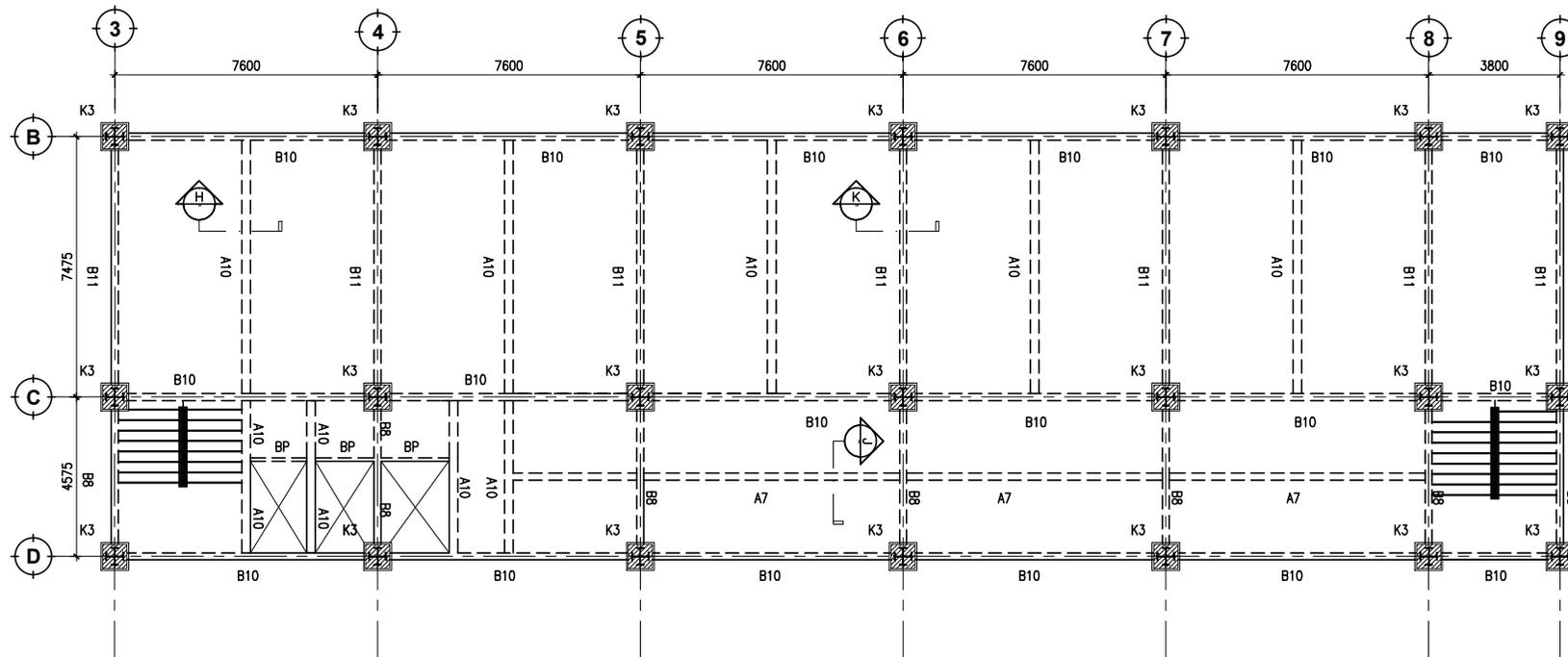
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

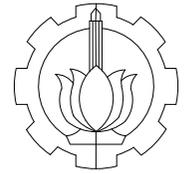
STR

12

23



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 10 S/D 16
SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K3= K 500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 300x 200 x 9 x 14
 A10 = WF 350 x 250 x 9 x 14
 BP = WF 200 x 100 x 5.5 x 8

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT
 LANTAI 10 S/D 16

1:300

KODE

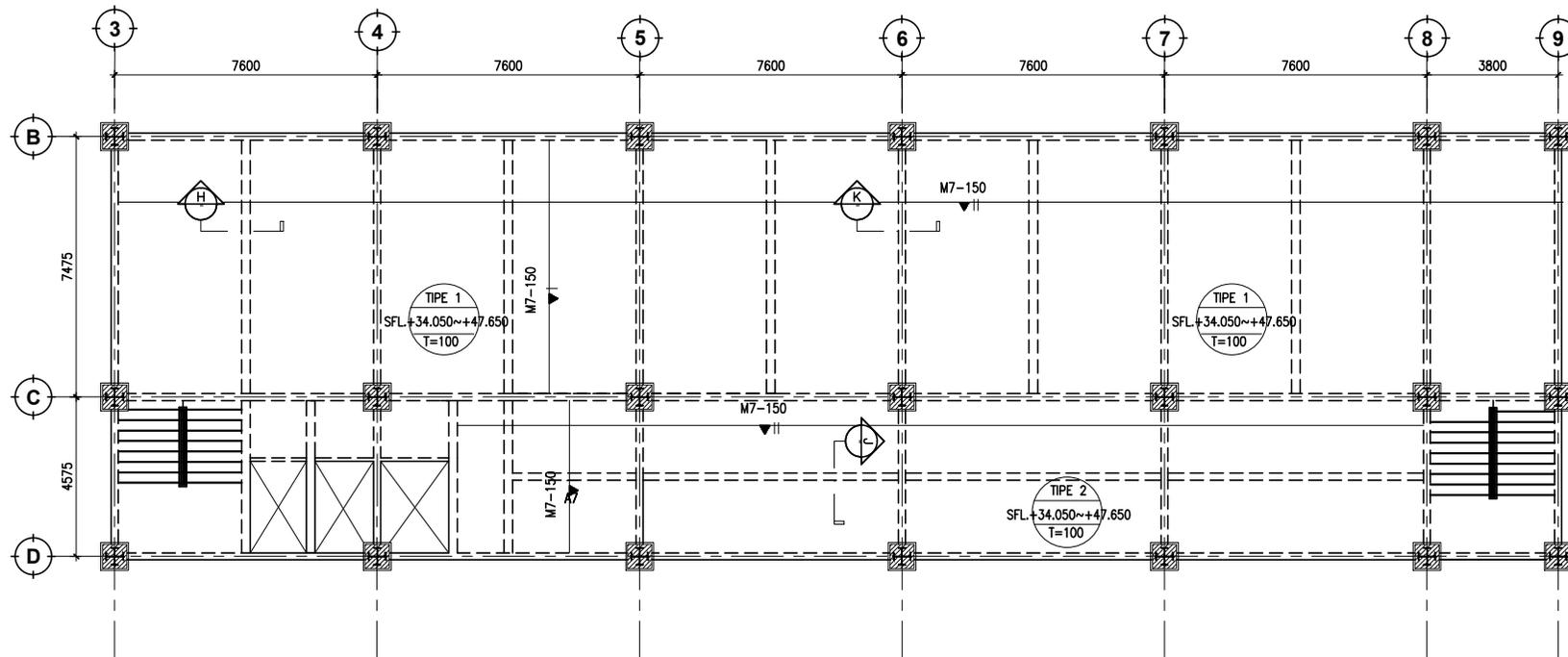
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

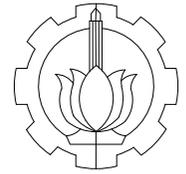
STR

13

23



⊖ DENAH PLAT LANTAI 10 S/D 16
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K3= K 500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 300x 200 x 9 x 14
 A10 = WF 300 x 200 x 9 x 14

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH KOLOM
 DAN BALOK
 LANTAI ATAP

1:300

KODE

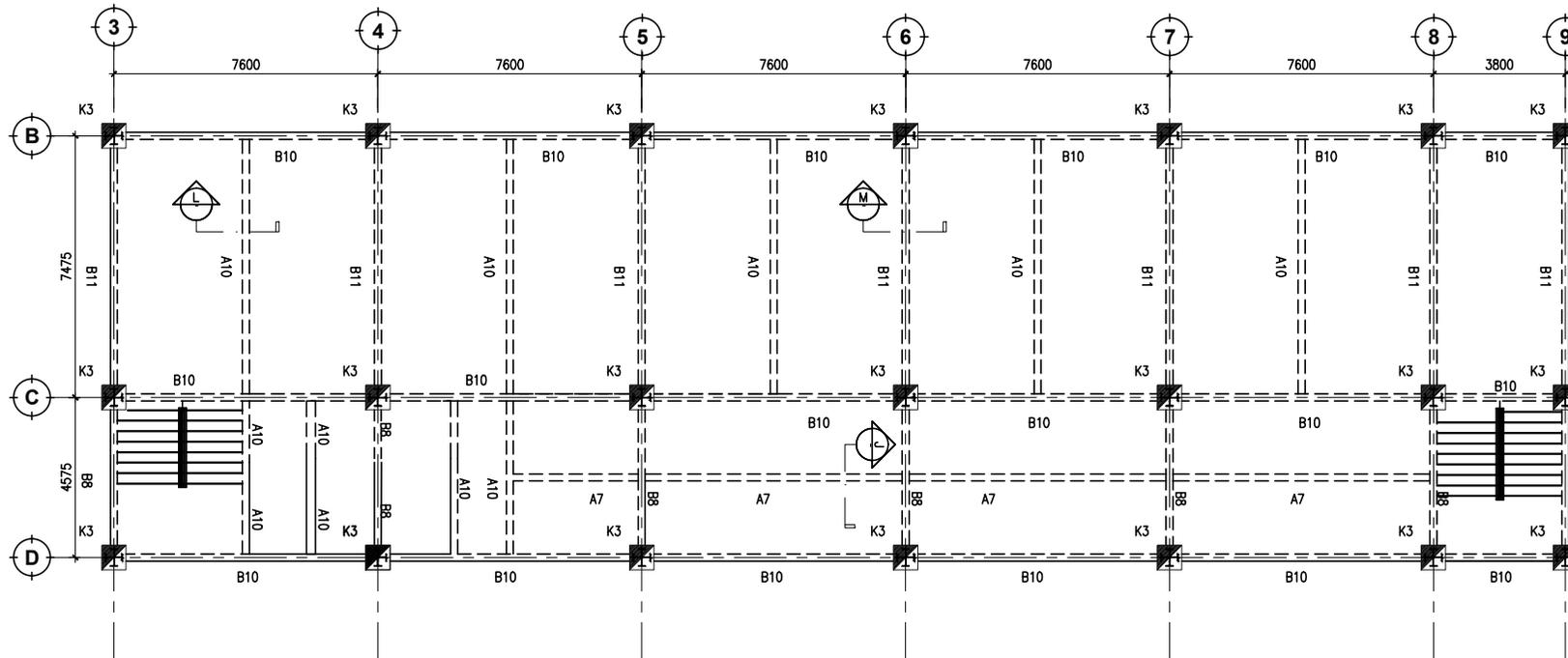
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

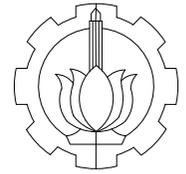
STR

14

23



DENAH KOLOM DAN BALOK PLAT LANTAI ATAP
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
 SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
 STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K3= K 500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700
 B8 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B10 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 B11 = WF 500 x 200 x 10 x 16
 A7 = WF 300x 200 x 9 x 14
 A10 = WF 300 x 200 x 9 x 14

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
 NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT
 LANTAI ATAP

1:300

KODE

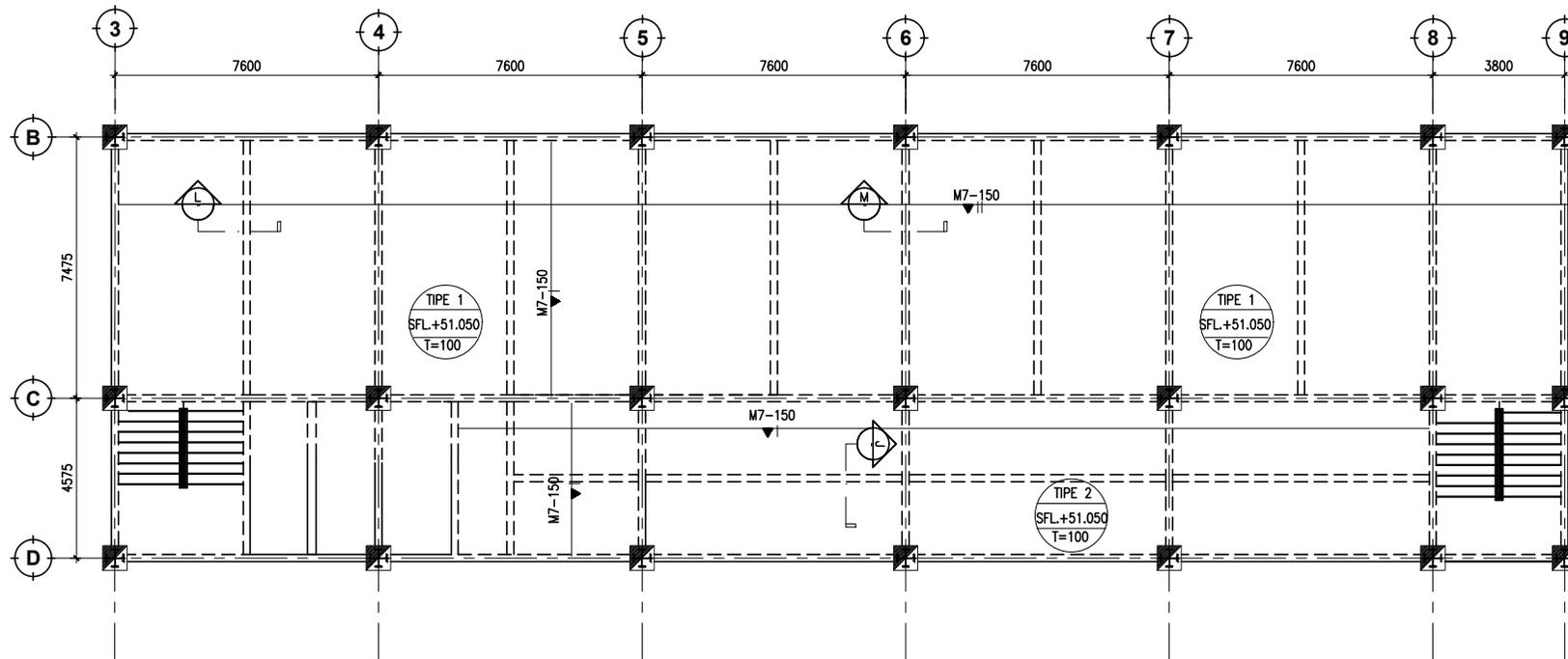
NO. GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

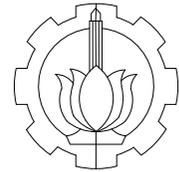
STR

15

23



DENAH PLAT LANTAI ATAP
 SKALA 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN A
POTONGAN B
POTONGAN C

1:100

KODE

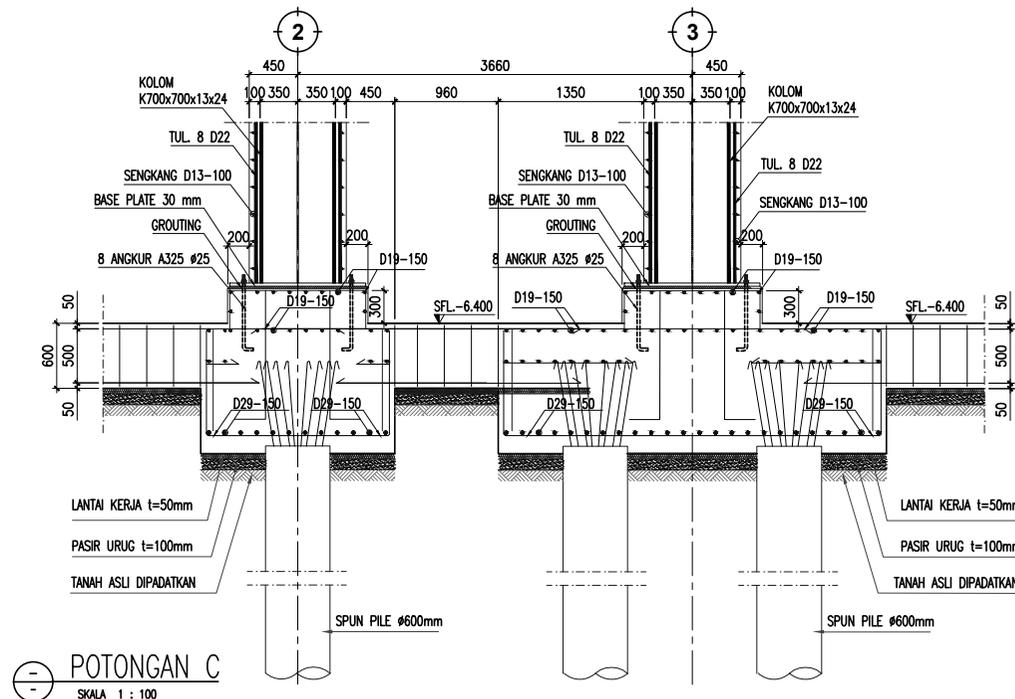
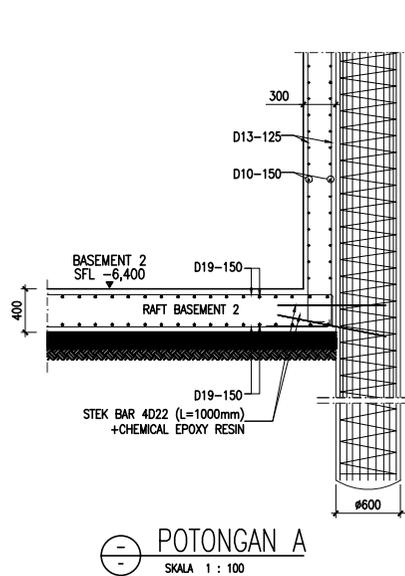
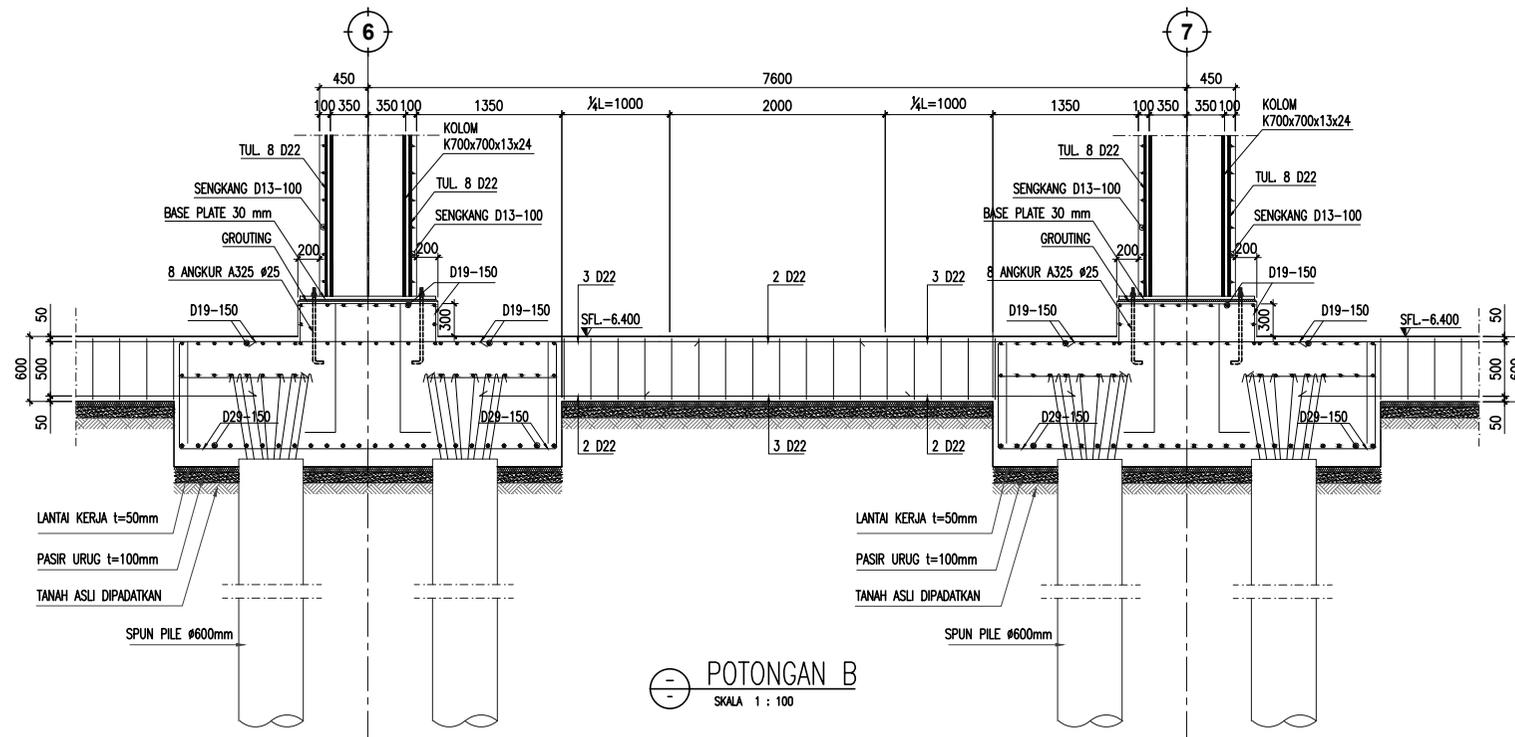
NO. GAMBAR

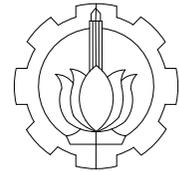
JUMLAH
GAMBAR

STR

16

23





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

SAMBUNGAN KOLOM
BAJA DENGAN BALOK
INDUK MENGGUNAKAN
BAUT KEMUDIAN KOLOM
BAJA DICOR BETON

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.03111440000007

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. D & E
POT. F & G
POT. H & I
POT. J
DETAIL ENDPLATE
DETAIL SIKU

1:8
1:30
1:40

KODE

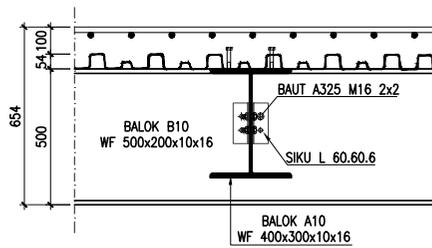
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

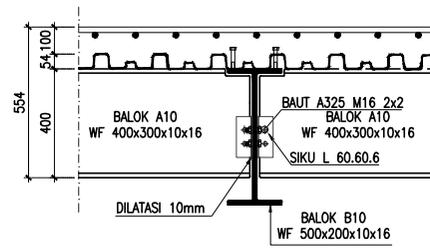
STR

17

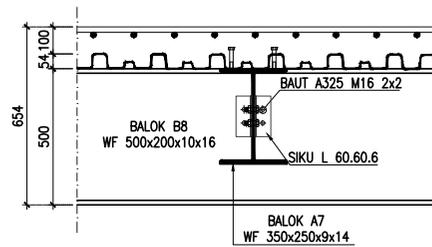
23



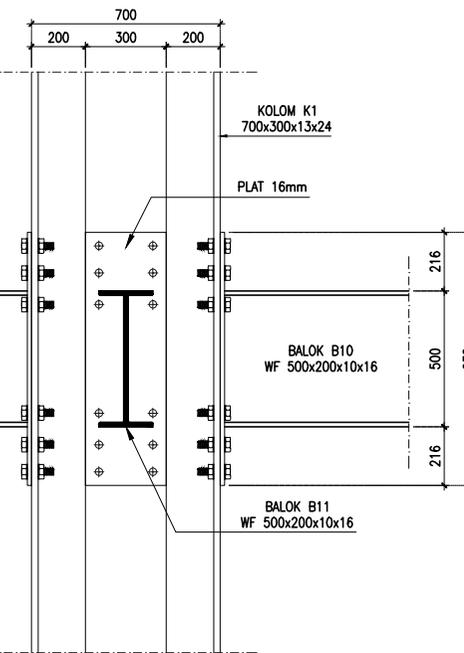
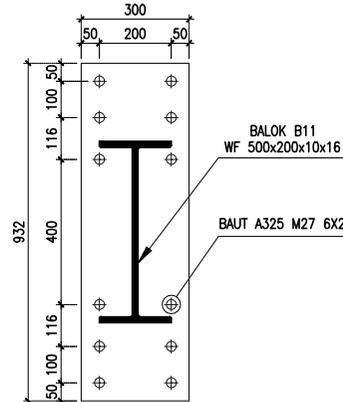
POTONGAN D
SKALA 1 : 40



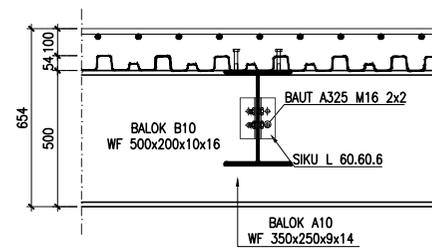
POTONGAN E
SKALA 1 : 40



POTONGAN G
SKALA 1 : 40

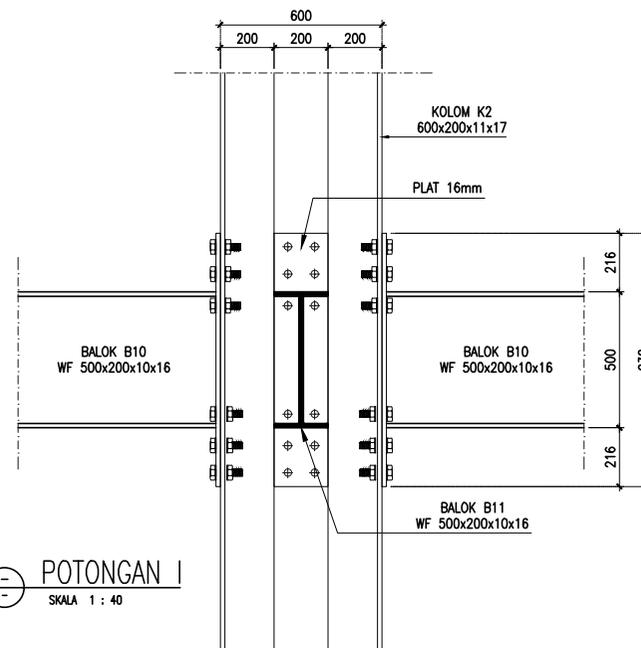
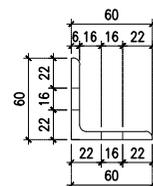


POTONGAN F
SKALA 1 : 40

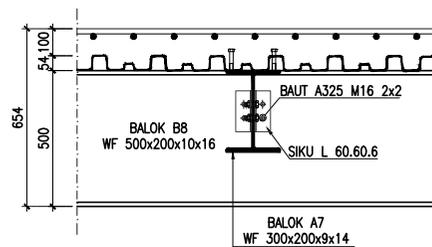


POTONGAN H
SKALA 1 : 40

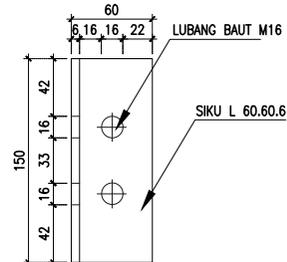
DETAIL ENDPLATE
SKALA 1 : 30



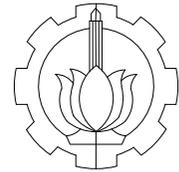
POTONGAN J
SKALA 1 : 40



POTONGAN I
SKALA 1 : 40



DETAIL SIKU L 60.60.6
SKALA 1 : 8



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

SAMBUNGAN KOLOM
BAJA DENGAN BALOK
INDUK MENGGUNAKAN
BAUT KEMUDIAN KOLOM
BAJA DICOR BETON

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.03111440000007

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. K
POT. L
POT. M
SAMB. KOLOM K1
SAMB. KOLOM K1&k2
SAMB. KOLOM K3
TAMPAK ATAS SAMB.

1:40

KODE

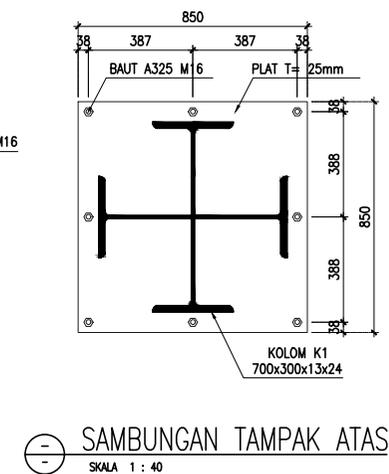
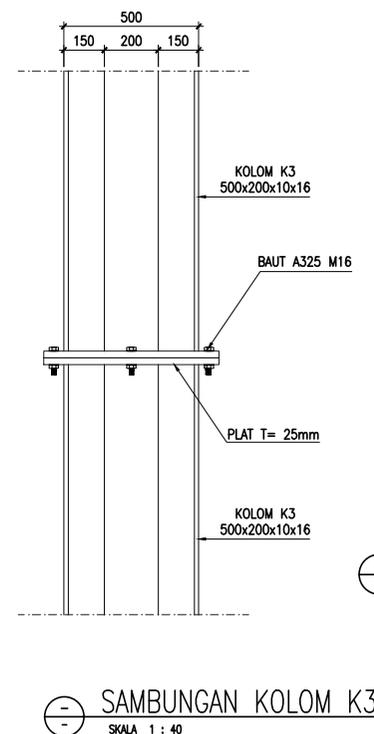
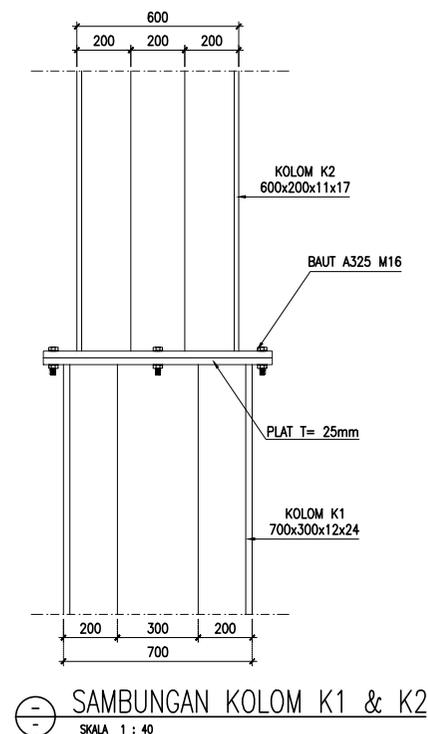
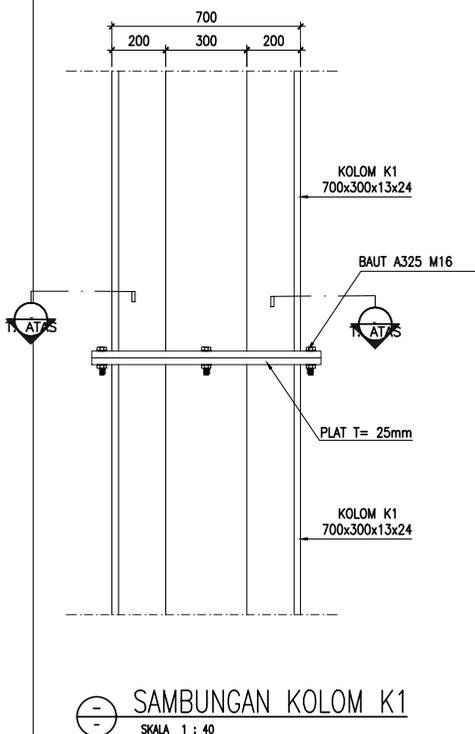
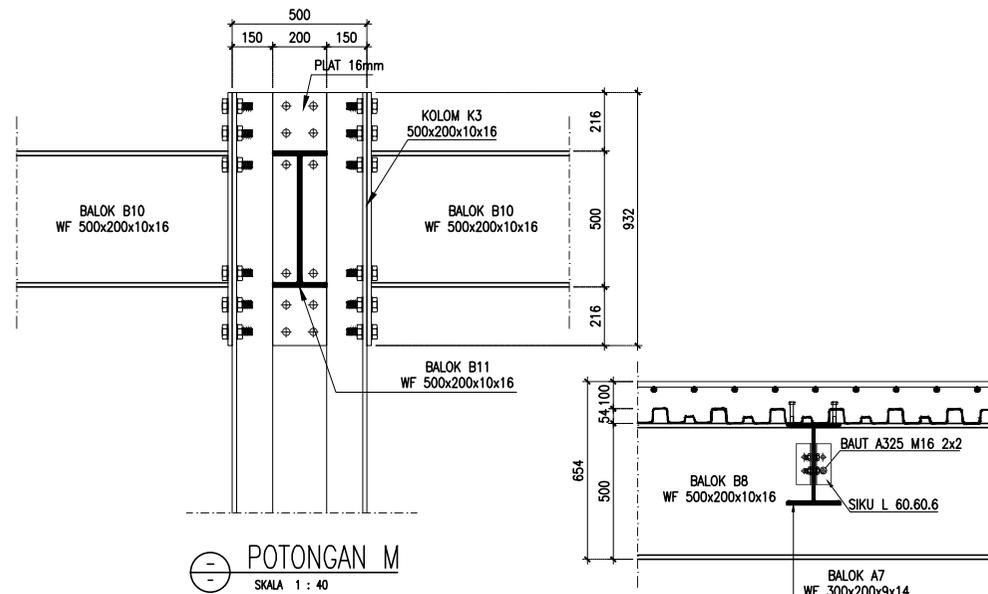
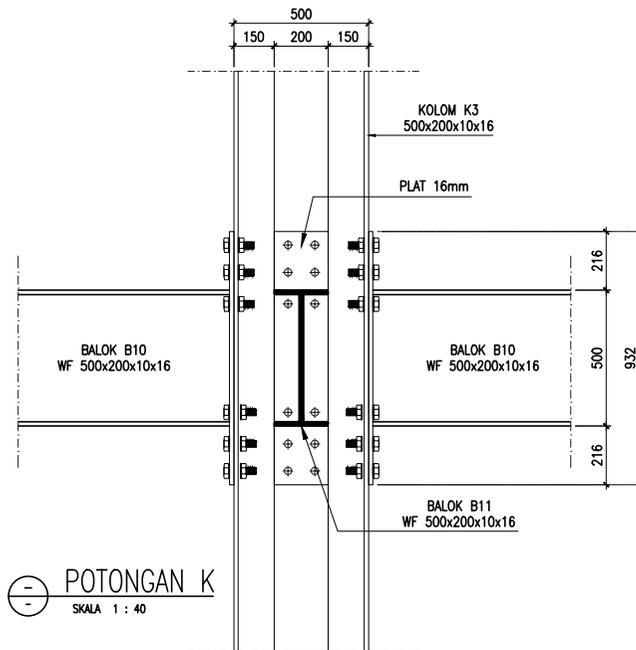
NO. GAMBAR

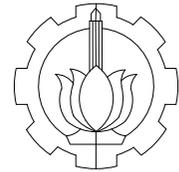
JUMLAH
GAMBAR

STR

18

23





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DETAIL PC 1
DETAIL PC 2
DETAIL PC 3
DET. KOLOM K1
POTONGAN 1, 2, & 3
DET. TUL. TUSUK KONDE

1/20
1/50
1/100

KODE

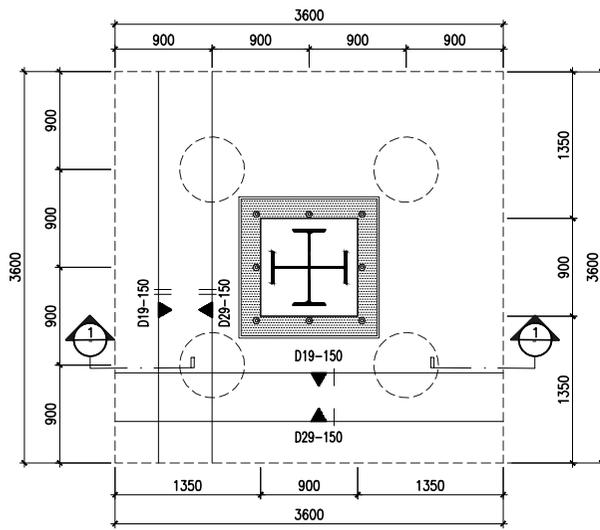
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

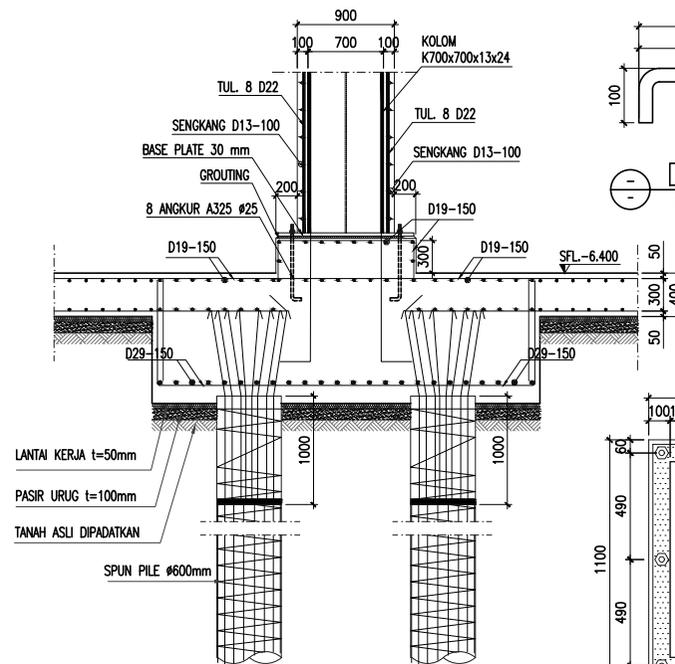
STR

19

23



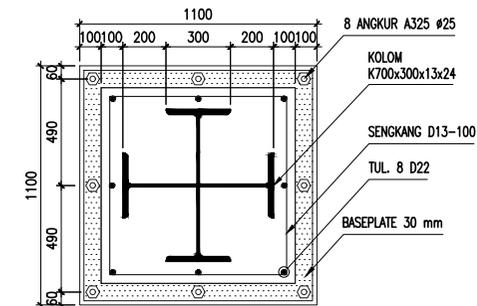
DETAIL PILECAP 1 (PC 1)
SKALA 1 : 100



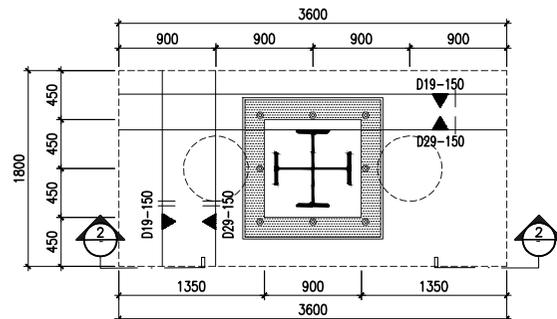
POTONGAN 1 & 2
SKALA 1 : 100



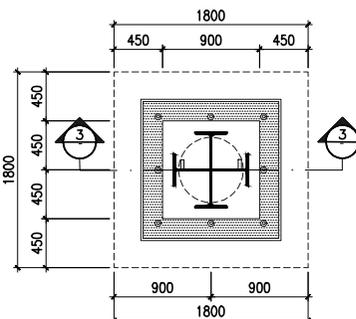
DETAIL ANGKUR A325 #25
SKALA 1 : 20



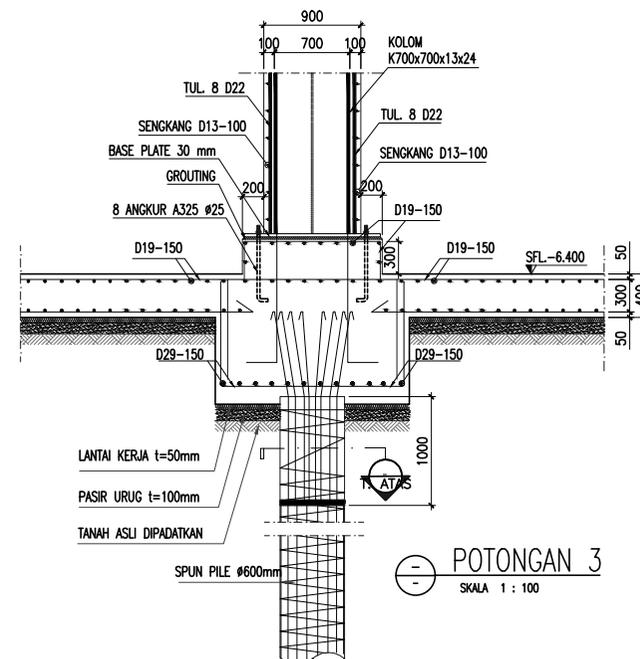
DETAIL KOLOM K1
SKALA 1 : 50



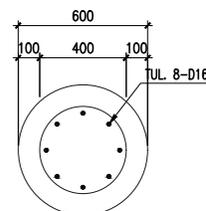
DETAIL PILECAP 2 (PC 2)
SKALA 1 : 100



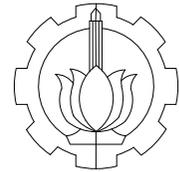
DETAIL PILECAP 3 (PC 3)
SKALA 1 : 100



POTONGAN 3
SKALA 1 : 100



DETAIL TUL. TUSUK KONDE
SKALA 1 : 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

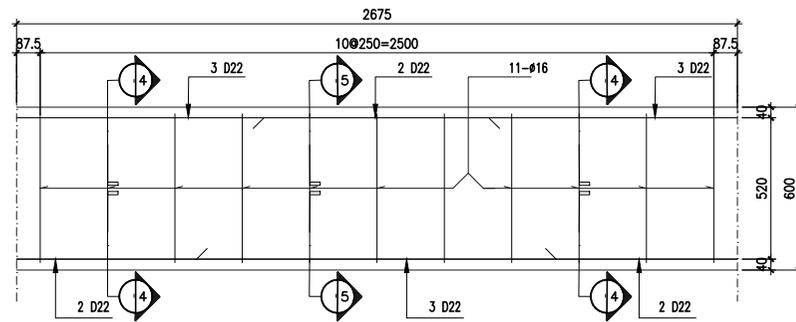
NAMA GAMBAR

SKALA

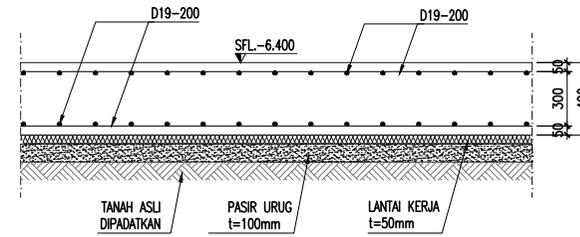
DETAIL SLOOF	1:40
DETAIL PLAT B2	1:60
POTONGAN 4 & 5	1:30
DET. KOLOM K2 & K3	1:50
DET. PLAT TIPE 1 & 2	1:10

KODE	NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
------	------------	---------------

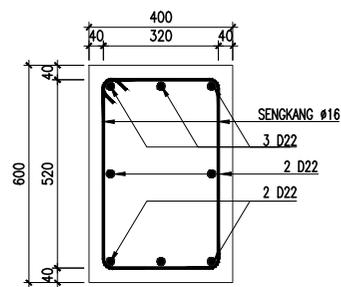
STR	20	23
-----	----	----



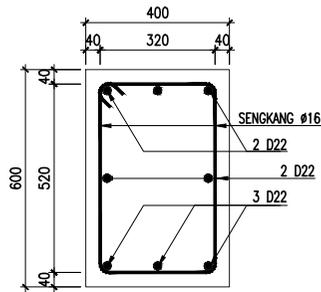
DETAIL BALOK SLOOF UK. 400 x 600
SKALA 1 : 40



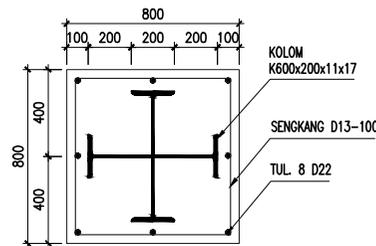
DETAIL PLAT BASEMENT 2
SKALA 1 : 60



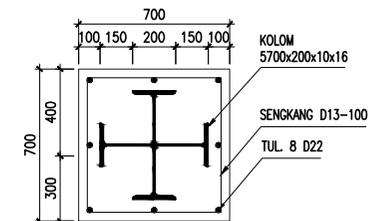
POTONGAN 4
SKALA 1 : 30



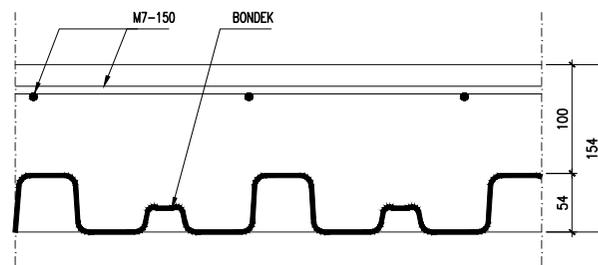
POTONGAN 5
SKALA 1 : 30



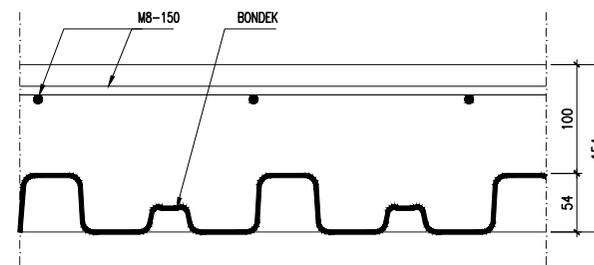
DETAIL KOLOM K2
SKALA 1 : 50



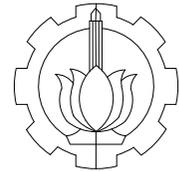
DETAIL KOLOM K3
SKALA 1 : 50



DETAIL PLAT LANTAI T=100 mm (TIPE 2)
SKALA 1 : 10



DETAIL PLAT LANTAI T=100 mm (TIPE 1)
SKALA 1 : 10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.03111440000007

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH TANGGA
LANTAI TIPIKAL
POTONGAN 1
DETAIL 1
DETAIL ANAK TANGGA

1:100
1:80
1:15
1:10

KODE

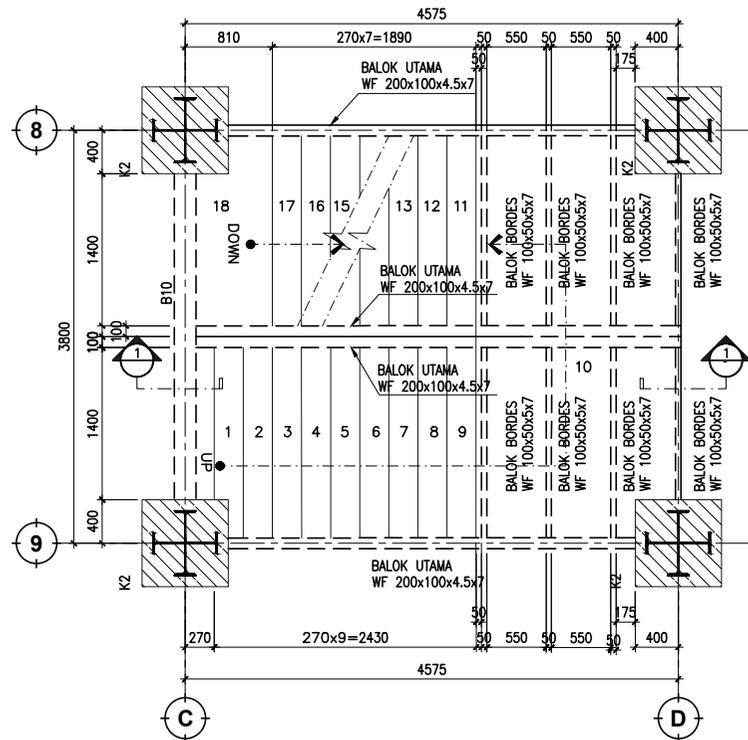
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

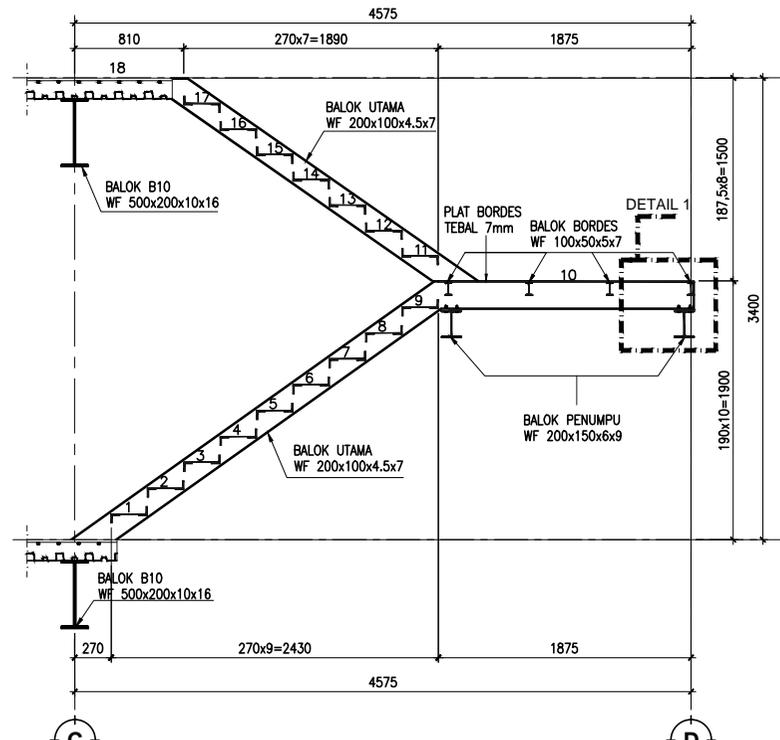
STR

21

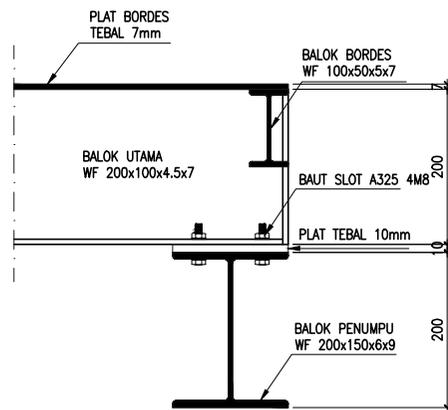
23



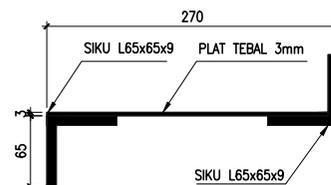
DENAH TANGGA LANTAI TIPIKAL
SKALA 1 : 100



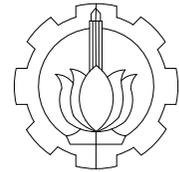
POTONGAN 1
SKALA 1 : 80



DETAIL 1
SKALA 1 : 15



DETAIL ANAK TANGGA
SKALA 1 : 10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
K2 = K600 x 200 x 11 x 17, BETON= 800 x 800
K3 = K500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN
MEMANJANG

1:550

KODE

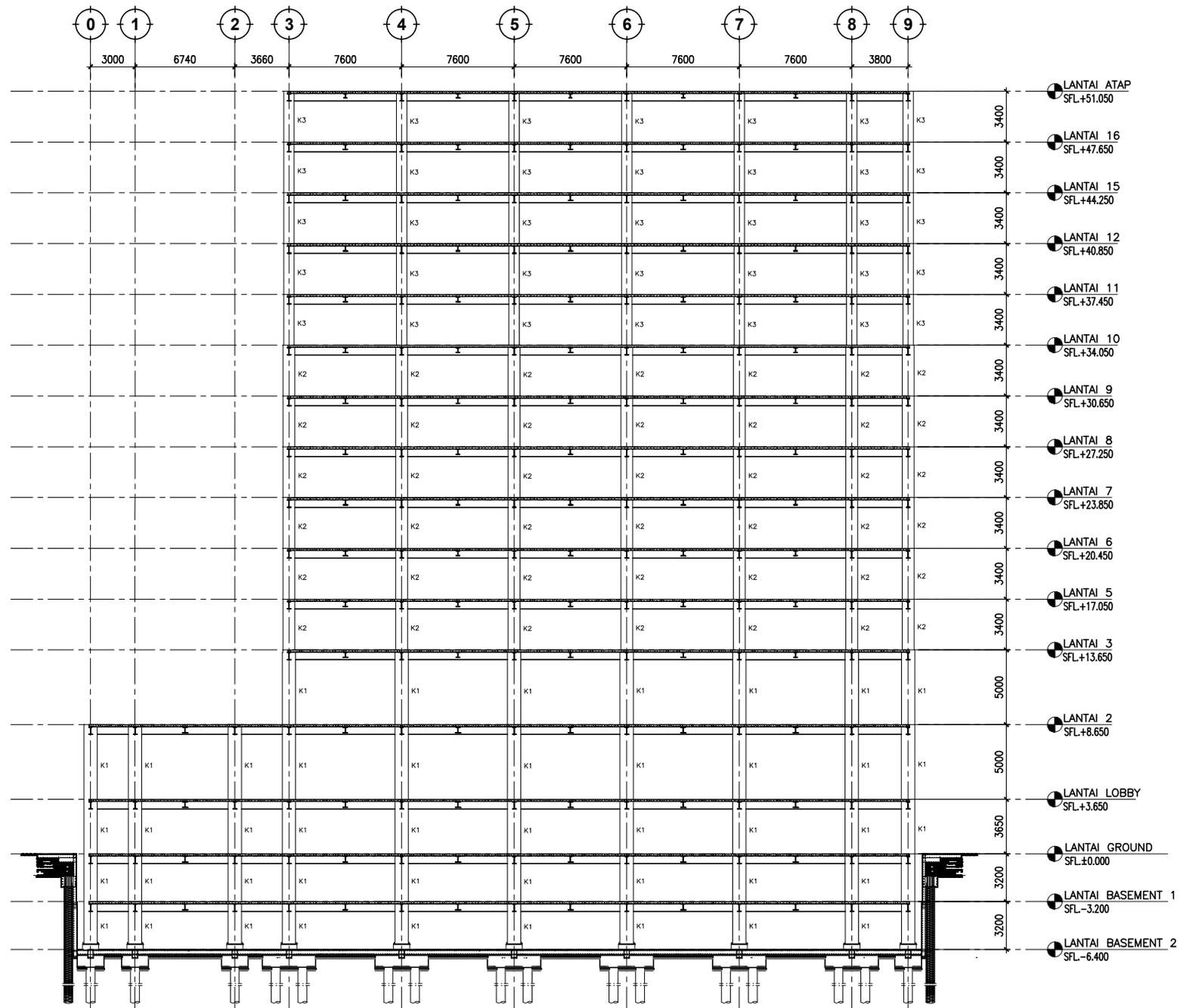
NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

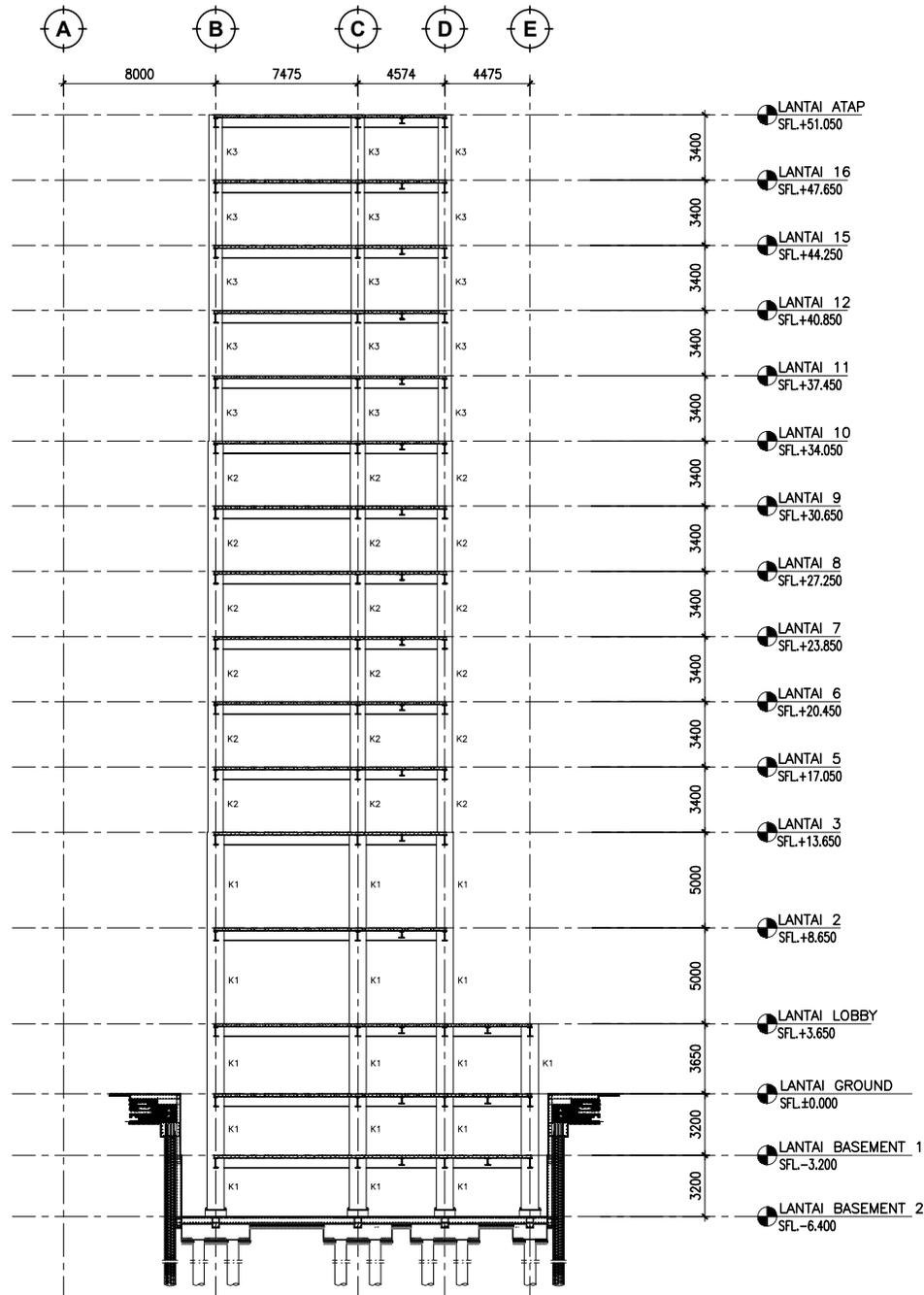
STR

22

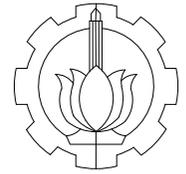
23



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1 : 550



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1 : 550



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN
DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN HOTEL AMARIS
SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI
STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

K1 = K700 x 300 x 13 x 24, BETON= 900 x 900
K2 = K600 x 200 x 11 x 17, BETON= 800 x 800
K1 = K500 x 200 x 10 x 16, BETON= 700 x 700

NAMA MAHASISWA

EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP.0311144000007

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN
MELINTANG

1:550

KODE

NO. GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

23

23

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

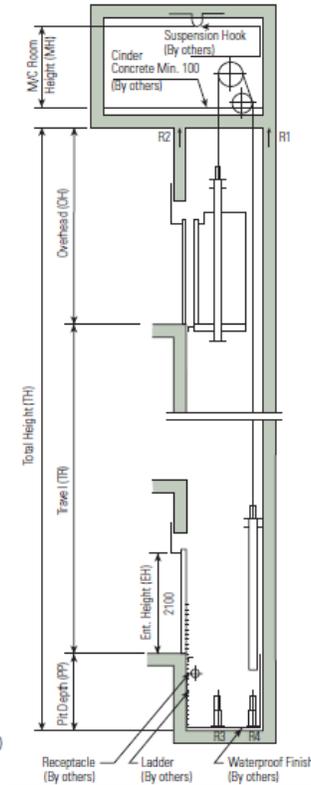
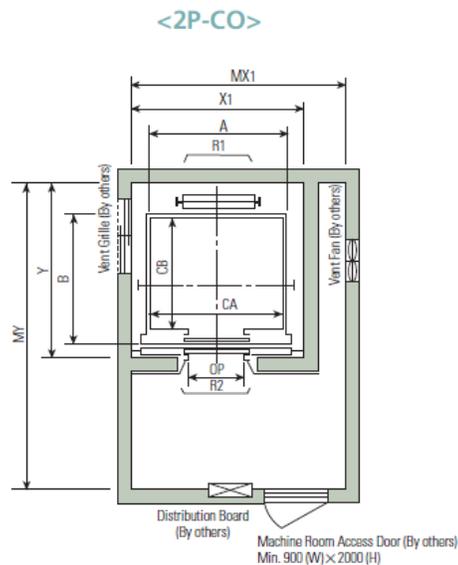
[EN81]

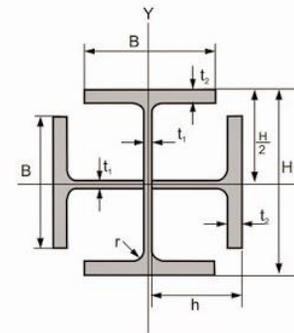
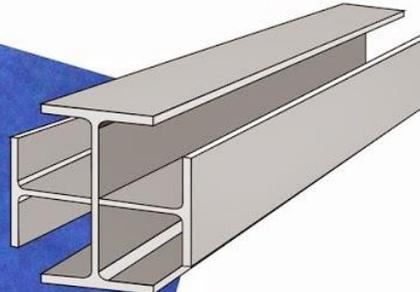
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Opening Size (mm)	Car Size (mm)	Hoistway Size (mm)	Machine Room Size (mm)	M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg						R1	R2	PR1	PR2
1.0	6	450	2P-CO	OP	CA × CB	X1 × Y	MX1 × Y	R1	R2	PR1	PR2
	7	550		700	1100 × 1100	1600 × 1700	1900 × 3400	3600	2000	5400	4500
	8	630		800	1300 × 1100	1800 × 1700	2100 × 3400	4050	2250	6000	4900
	9	700		800	1400 × 1100	1800 × 1700	2100 × 3400	4100	2450	6300	5100
	10	800		800	1400 × 1250	1800 × 1850	2100 × 3550	4200	2700	6800	5400
	12	900		800	1400 × 1300	1800 × 1950	2100 × 3650	4550	2800	7100	5600
1.5	12	900		900	1600 × 1300	2050 × 1950	2350 × 3650	5100	3750	8100	6300
	13	1000		900	1600 × 1400	2050 × 2050	2350 × 3750	5450	4300	8600	6600
	15	1150		1000	1800 × 1400	2350 × 2100	2650 × 3800	6600	5100	11000	8700
1.75	12	900		1100	2000 × 1300	2550 × 2000	2850 × 3700				
	13	1000		1000	1800 × 1600	2350 × 2300	2650 × 4000	7800	6000	12200	9500
	15	1150		1100	2000 × 1500	2550 × 2200	2850 × 3900				
2.0	18	1350		2000 × 1700	2550 × 2400	2850 × 4100	8500	6800	13600	10400	
	21	1600		2150 × 1600	2700 × 2300	3200 × 4000					
	12	900		900	1600 × 1300	2150 × 2050	2650 × 4050	12030	6630	9000	7500
	13	1000		900	1600 × 1400	2150 × 2150	2650 × 4150	12800	6950	9400	8000
	15	1150		1000	1800 × 1400	2350 × 2150	2850 × 4150	13080	7100	11000	8700
	18	1350		1100	2000 × 1300	2550 × 2050	3050 × 4050				
2.5	12	900		1000	1800 × 1600	2400 × 2350	2900 × 4350	14350	7650	12200	9500
	13	1000		1100	2000 × 1500	2600 × 2250	3100 × 4250				
	15	1150		1100	2000 × 1700	2600 × 2450	3100 × 4450	15100	8100	13600	10400
					2150 × 1600	2750 × 2350	3250 × 4350				

Section of Hoistway

Plan of Hoistway & Machine Room





METRIC SIZE

SECTION INDEX	STANDARD SECTIONAL DIMENSION					SECTIONAL AREA A	UNIT WEIGHT kg/m	INFORMATIVE REFERENCE					
	DEPTH OF SECTION H	FLANGE WIDTH B	THICKNESS		CORNER RADIUS r			GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION	
	mm	mm	WEB t ₁	FLANGE t ₂	mm			I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	Z _x cm ³	Z _y cm ³
K 150 x 75	150	75	5.0	7	8	35.70	28.0	716	767	4.48	4.64	95.4	99.1
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.32	42.6	1,974	2,095	6.03	6.21	197.4	203.9
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	356.9
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.60	64.0	6,762	7,024	9.10	9.28	453.8	462.9
K 350 x 175	350	175	7	11	14	126.28	99.2	14,554	15,128	10.75	10.95	831.7	847.5
K 346 x 174	346	174	6	9	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0
K 400 x 200	400	200	8	13	16	168.24	132.0	25,440	26,519	12.30	12.55	1,272.0	1,299.9
K 396 x 199	396	199	7	11	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,083.3	1,105.1
K 450 x 200	450	200	9	14	18	193.52	152.0	35,370	36,851	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7
K 500 x 200	500	200	10	16	20	228.40	179.2	49,940	52,189	14.79	15.17	1,997.6	2,046.6
K 600 x 200	600	200	11	17	22	268.80	212.0	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4
K 588 x 300	588	300	12	20	28	385.00	302.0	127,020	132,585	18.16	18.16	4,320.4	4,419.5
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471.00	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3
K 800 x 300	800	300	14	26	28	534.80	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2

NOTE :

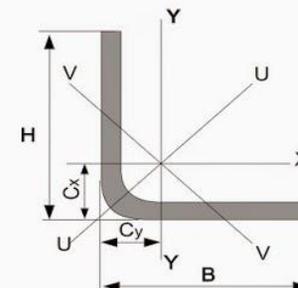
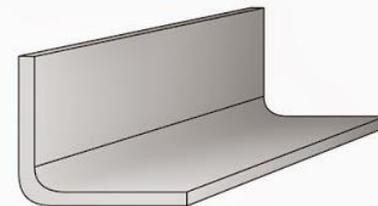
- h = H/2 = height of T-Beam.
- Tolerance, h = ± 2 mm.
- Material specification refer to Wide Flange Shape.
- Welded specification as per AWS E - 6013.
- K 700 x 300 and K 800 x 300 are made from IWF import.

HEAD OFFICE & FACTORY
Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadana, Cikarang Barat,
Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
Sales Department
Phone DID : (62-21) 898 38 161 - 167
Phone Flexy :
(021) 7085 3164 - 165
(021) 7085 3169
Fax. : (62-21) 8910 - 7711,
(62-21) 8900-555 / 976 / 977
e-mail : pji01@grdsteel.com
pji02@grdsteel.com



METRIC SIZE

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS		SECTION AREA A	UNIT WEIGHT	INFORMATIVE REFERENCE							
H x B	t			CENTER OF GRAVITY Cx = Cy	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA			RADIUS OF GYRATION OF AREA			MODULUS OF SECTION
mm x mm	mm	cm ²	kg/m	cm	Ix = Iy cm ⁴	Max Iu cm ⁴	Min Iv cm ⁴	ix = iy cm	Max Iu cm	Min Iv cm	Zx = Zy cm ³
60 x 60	2.0	2.32	1.82	1.60	8.48	13.74	3.22	1.91	2.43	1.18	1.93
	2.5	2.88	2.26	1.62	10.44	16.95	3.93	1.90	2.43	1.17	2.39
	3.0	3.45	2.71	1.64	12.39	20.02	4.76	1.89	2.41	1.17	2.84
	4.0	4.54	3.56	1.68	16.05	26.02	6.09	1.88	2.39	1.16	3.72
	5.0	5.59	4.39	1.73	19.49	31.68	7.31	1.87	2.38	1.14	4.57
70 x 70	6.0	6.61	5.19	1.78	22.72	37.00	8.43	1.85	2.37	1.13	5.38
	3.0	4.05	3.18	1.89	19.92	32.15	7.70	2.22	2.82	1.38	3.90
	3.5	4.70	3.69	1.91	22.96	37.10	8.82	2.21	2.81	1.37	4.51
	4.0	5.34	4.19	1.93	25.92	41.93	9.90	2.20	2.80	1.36	5.12
80 x 80	5.0	6.59	5.17	1.98	31.60	51.26	11.95	2.19	2.79	1.35	6.30
	6.0	7.81	6.13	2.03	36.99	60.14	13.84	2.18	2.78	1.33	7.44
	3.0	4.65	3.65	2.14	30.02	48.38	11.65	2.54	3.22	1.58	5.12
	3.5	5.40	4.24	2.16	34.65	55.91	13.38	2.53	3.22	1.57	5.93
100 x 100	4.0	6.14	4.82	2.18	39.17	63.29	15.05	2.53	3.21	1.57	6.73
	5.0	7.59	5.96	2.23	47.91	77.60	18.23	2.51	3.20	1.55	8.30
	6.0	9.01	7.07	2.28	56.26	91.31	21.21	2.50	3.18	1.53	9.83
	3.0	5.85	4.59	2.64	59.39	95.58	23.19	3.19	4.04	1.99	8.07
120 x 120	3.5	6.80	5.34	2.66	68.69	110.67	26.72	3.18	4.03	1.98	9.36
	4.0	7.74	6.07	2.68	77.83	125.52	30.15	3.17	4.03	1.97	10.64
	5.0	9.59	7.53	2.73	95.63	154.51	36.75	3.16	4.01	1.96	13.15
	6.0	11.41	8.96	2.78	112.79	182.57	43.00	3.14	4.00	1.94	15.61
150 x 150	3.0	7.05	5.54	3.14	103.50	166.42	40.59	3.83	4.86	2.40	11.68
	3.5	8.20	6.44	3.16	119.89	192.93	46.85	3.82	4.85	2.39	13.56
	4.0	9.34	7.33	3.18	136.05	219.11	52.99	3.82	4.84	2.38	15.43
	5.0	11.58	9.10	3.23	167.64	270.43	64.85	3.80	4.83	2.37	19.11
150 x 150	6.0	13.81	10.84	3.28	198.30	320.40	76.20	3.79	4.82	2.35	22.73
	3.0	8.85	6.95	3.89	203.89	327.50	80.27	4.80	6.08	3.01	18.35
	3.5	10.30	8.08	3.91	236.52	380.17	92.87	4.79	6.08	3.00	21.33
	4.0	11.74	9.21	3.93	268.77	432.29	105.25	4.79	6.07	2.99	24.29
150 x 150	5.0	14.59	11.45	3.98	332.15	534.93	129.36	4.77	6.06	2.98	30.14
	6.0	17.41	13.67	4.02	394.04	635.43	152.64	4.76	6.04	2.96	35.90



TOLERANCE (mm)	
t	H, B
± 0.5	± 2

TECHNICAL SPECIFICATION
Material : JIS G3350
Symbol : SSC 41
Chemical Component : C. 0.25% (Maximum)
 P. 0.05% (Maximum)
 S. 0.05% (Maximum)

Technical data : Yield point : 25 kg/mm² (minimum)
 Tensile Strength 41-55 kg/mm²
Standard length : 6.00 m

1. Non standard length is available request subject to minimum quantity
2. We provide additional services for standard drilling and punching (for detail, please refer to "standard drilling / punching for lip channel" data sheet)
3. Shot blasting, painting and galvanizing are available on request

HEAD OFFICE & FACTORY
 Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
 Sukadana, Cikarang Barat,
 Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
Forming Department
 Phone DID : (62-21) 898 38 291 - 296
 Phone Flexy : (021) 7085 3154 - 158
 Fax : (62-21) 898 38 298
 e-mail : pj101@grdsteel.com
 pj102@grdsteel.com

NELSON STUD WELDING

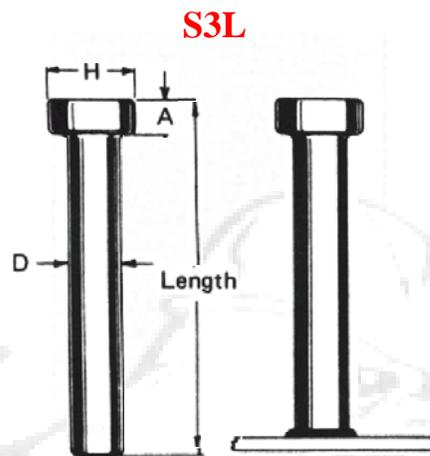
SPECIFICATION: S3L Shear Connectors (SC)



Nelson headed shear connectors deliver code specified shear strength values as used in composite construction, securing concrete to steel structural components. Nelson shear connectors meet requirements of the following codes and are also USNRC approved:

- AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel
- AWS D1.6 Structural Welding Code – Stainless Steel
- AWS D1.5 Bridge Welding Code /
- AASHTO Standard Specification for Highway Bridges
- ISO-13918 welding – Studs for arc stud welding
- Canadian Standards Association W59 – Welded Steel Construction
- International Building Code Section 19
- AISC Manual of Steel Construction – Allowable Stress Design
- AISC Manual of Steel Construction – Load & Resistance Factor Design

See also: ICBO Evaluation Report ER-2614 Nelson Shear Connectors



Shear connectors are typically used in composite steel construction for holding concrete slabs to steel members to resist shear forces and increase shear loading capacity in steel buildings, bridges, columns caissons, containment liners, etc. They also act as embedment anchors on miscellaneous embedded plates, frames, angles, strip plates, attachments and connections. Options for **Welding Through Metal Deck** are available for this stud.

For similar function studs, see Nelson **H4L Headed Concrete Anchors** and **D2L Deformed Bar Anchors**.

When ordering, specify Type, Diameter, Length, Material, Quantity, and Part Number

Example: S3L 3/4 x 6-3/16"; Mild Steel; 10,000 pieces; #101098015

Stud Diameter	Burn Off	A	H	Recommended Standard Accessories			
				Chuck	Foot	Ferrule Holder	Ferrule for Flat
3/4" 19 mm	0.187 4mm	0.375	1.250	500001088	502002042	501006027	100101152
7/8" 22mm	0.187 4mm	0.375	1.375	500001091	502002042	501006028	100101140
1" 25mm	0.250 6mm	0.500	1.625	500001424	502002042	501006046	100101045

* Burn Off: Burn off lengths shown are for welding to bare steel. For burn off values and other details when studs are welded through metal deck to steel see **WELD THROUGH DECK SPECIFICATION SHEET**

The **Nelson Ferrule Shooter** is available for semi-automatic dispensing of ceramic ferrules along with standard ferrules assembled 50 pieces per “string” for easy and fast loading onto the Ferrule Shooter dispenser. Following are the current ferrule assemblies available:

Stud diameter	Ferrule
3/4" downhand	100101260
3/4" weld through deck	100101249
7/8" downhand	100101261
7/8" weld through deck	100101262

MATERIALS: Studs are available in Low Carbon Mild Steel and 316L Stainless Steel. For specific grade information and physical and chemical properties, conforming standards, and information on stud plating and heat treating, please see **General Material Specifications**. Certified Material Test Reports (CMTR) and Certificates of Compliance (COC) are available and must be requested at time of order.

For ferrules and grips used in welding at an angle to plate, welding to angles, and welding to a vertical base plate, see the **Special Applications** section of the **Ferrule Specifications**.

FLUX: All Nelson concrete anchors have a solid flux load.

Visit our website www.NelsonStudWelding.com for a list of our standard stock products.



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
 Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
 Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : DARDELA YASA GUNA
PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN TRAM
LOKASI : JL. RAYA DARMO MEDIAN JALAN DEPAN KBS

TITIK BOR : BH-2
MASTER BOR : OSIAS TENIS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC							CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.684	1.384	100.00	51.56	58.05	1.706	1.126	1.706	1.06	0.781	4.10E-04
-15.00	2.593	1.306	100.00	50.37	56.63	1.691	1.124	1.691	*	*	*
-22.50	2.678	1.245	100.00	46.49	55.46	1.747	1.193	1.747	*	*	*
-30.00	2.642	1.209	100.00	45.76	54.73	1.743	1.196	1.743	*	*	*

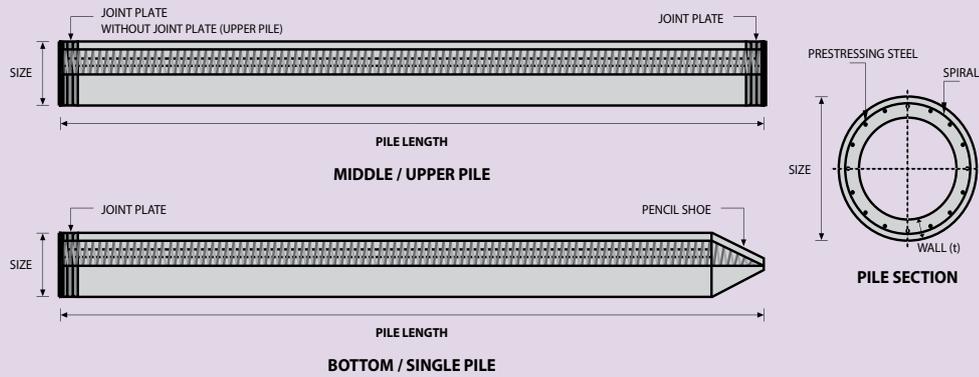
DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	Su	Cu	
-7.50	5.81	28.52	65.67	62.37	29.35	33.02	*	*	*	*	*	*	0.11	0.11	*
-15.00	0.00	20.27	79.73	64.35	32.66	31.69	*	*	0.53	0	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	20.16	79.84	66.77	30.19	36.58	*	*	1.25	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	25.51	74.49	65.48	31.56	33.92	*	*	1.64	0	*	*	*	*	*

- REMARK**
- | | | |
|--|--|--|
| G = Gravel (%) | LL = Liquid Limit (%) | C = Cohesion of direct shear (kg/cm ²) |
| S = Sand (%) | PL = Plastic Limit (%) | C _d = Drained cohesion triaxial test(kg/cm ²) |
| S + Cl = Silt + Clay (%) | IP = Plastic Index (%) | C _u = Undrained cohesion (kg/cm ²) |
| e = Void ratio | Cc = Compression Index | Su = Strength of vane test (kg/cm ²) |
| Gs = Specific Gravity | Cv = Compression of Consolidation (cm ² /det) | ϕ = Angle of internal friction direct shear test (degree) |
| n = Porosity (%) | Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm ²) | ϕ_d = Angle of internal friction drained triaxial test (degree) |
| Sr = Degree of saturation (%) | * = Not test | ϕ_u = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree) |
| W _c = Water content (%) | k = Coefficient of permeability (cm/sec) | |
| γ_t = Moisture density (gr/cc) | | |
| γ_{sat} = Saturated density (gr/cc) | | |
| γ_d = Dry density (gr/cc) | | |



DRILLING LOG																		
NAMA PROYEK = <u>TRAM SURABAYA</u> KLIEN = <u>PT. DARDELA YASA GUNA</u> TITIK BOR = <u>BH-9</u> LOKASI = <u>JL. EMBONG MALANG (DEPAN RM. RAWON SETAN)</u> ELEVASI TITIK BOR = <u>± 0.00 METER DARI MUKA JALAN</u> MUKA AIR TANAH = <u>-2,10 METER DARI MUKA TANAH SETEMPAT</u>					TIPE BOR : <u>Rotary drilling machine</u> MULAI : <u>19 November 2015</u> SELESAI : <u>20 November 2015</u> MASTERBOR : <u>OSIAS</u>					Remarks: UD = Undisturb Sample CS = Core Sample SPT = SPT Test								
Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value		
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	15 cm	15 cm		15 cm	
START OF BORING																		
0.00	0.00				TIMBUNAN	COKLAT TERANG												
1.00	-1.00																	
2.00	-2.00										-2.00	UD 01	SPT 1	16	5	7	9	16
3.00	-3.00										-2.50							
4.00	-4.00										-4.00		SPT 2	14	4	6	8	14
5.00	-5.00										-4.50							
6.00	-6.00										-6.00		SPT 3	8	1	3	5	8
7.00	-7.00										-6.50							
8.00	-8.00									-7.50		UD 01						
9.00	-9.00									-8.00			SPT 4	10	2	4	6	10
10.00	-10.00										-8.50							
11.00	-11.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU TERANG	STIFF TO VERY STIFF	SPT s/d 24			-10.00		SPT 5	13	3	5	8	13
12.00	-12.00										-10.50							
13.00	-13.00										-12.00		SPT 6	11	2	4	7	11
14.00	-14.00										-12.50							
15.00	-15.00									-15.00		UD 02						
16.00	-16.00									-14.50			SPT 7	17	3	7	10	17
17.00	-17.00										-16.00							
18.00	-18.00										-16.50		SPT 8	23	5	9	14	23
19.00	-19.00										-18.00							
20.00	-20.00										-18.50		SPT 9	23	7	10	13	23
21.00	-21.00										-20.00							
22.00	-22.00									-15.00		UD 02						
23.00	-23.00									-20.00			SPT 10	24	6	10	14	24
24.00	-24.00										-20.50							
25.00	-25.00										-22.00		SPT 11	39	9	16	23	39
26.00	-26.00									-22.50		UD 03						
27.00	-27.00									-23.00								
28.00	-28.00										-24.00		SPT 12	50	11	7/10 CM		50
29.00	-29.00										-24.50							
30.00	-30.00				PASIR BERLEMPUNG	ABU-ABU TERANG	HARD	SPT 39 s/d >50			-26.00		SPT 13	50	15	28/5 CM		50
											-26.50							
											-28.00		SPT 14	50	16	5/10 CM		50
											-28.50							
											-30.00		SPT 15	50	20/5 CM			50
											-30.50							
											-30.50		UD 4					
END OF BORING																		

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

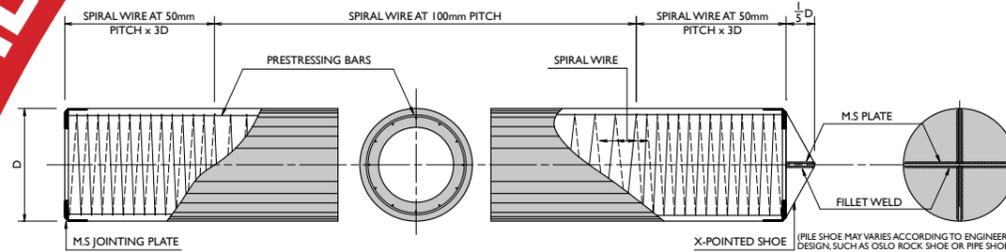
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

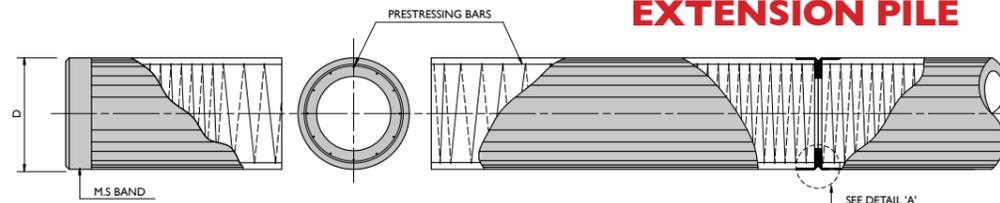
SECTIONAL DETAILS & BONDING INTO PILE CAP

SECTIONAL DETAILS OF ICP PILES

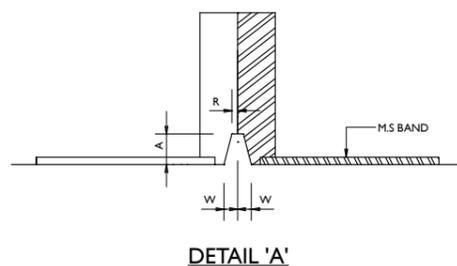
STARTER PILE



EXTENSION PILE



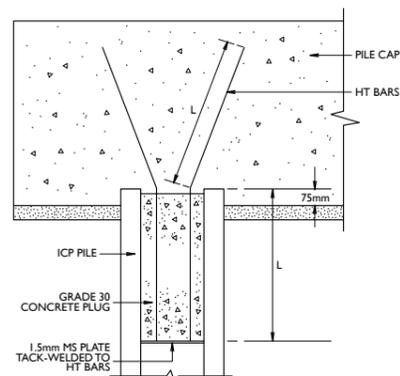
JOINT WELDING DETAILS



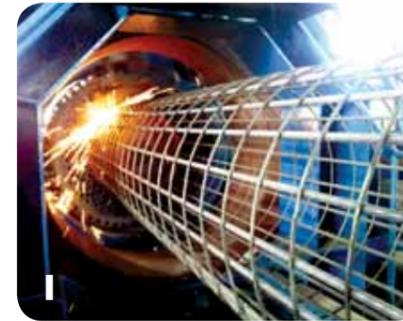
Dia Of Pile D mm	Throat Thickness A mm	W mm	Root R mm
250	8.5	4.0	2.0
300	8.5	4.0	2.0
350	8.5	4.0	2.0
400	10	4.5	2.0
450	10	4.5	2.0
500	12	5.0	2.0
600	12	5.0	2.0
700	14	6.0	2.0
800	14	6.0	2.0
900	14	6.0	2.0
1000	14	6.0	2.0
1200	14	6.0	2.0

BONDING ICP PILES INTO PILE CAP

Dia Of Pile mm	HT Bars		
	Quantity	Dia. mm	L mm
250	4	12	500
300	4	12	500
350	5	12	550
400	5	12	700
450	5	16	800
500	6	16	900
600	8	16	1000
700	8	20	1200
800	8	20	1400
900	10	25	1500
1000	12	25	1500
1200	20	25	2000



As the PC bars are bonded with concrete, ICP Piles may be cut off at any point. The piles need not be stripped down to expose the bars and can be bonded to the pile cap as shown in the above sketch. If the piles are not subjected to tensile loads, the recommended H.T. bars are considered adequate.



CAGE MAKING/ MOULD SETTING

PC bars in coil form are straightened and cut to correct lengths. The ends are warm-headed to form button heads. The bars are passed through the cage forming machine where spiral wire is automatically spot-welded at the correct spacings. End plates are fitted to the cage. The whole cage is then placed onto the bottom half mould.



CONCRETE FEEDING

Concrete from the computerised batching plant is discharged into a feeding hopper. Concrete is then fed into the bottom half mould. The top half mould is then bolted to the bottom half.



STRESSING

The PC bars are stressed against the mould through a central shaft and stressing plate. The stressing is being carried out in a single operation. This ensures uniformity of stress in all the PC bars and hence straightness of the pile.



PILE SPINNING

The pile is then compacted by the centrifugal spinning machine. Spinning process squeezes out excess water, thus increases the concrete strength.



STEAM CURING

The pile is sent to the steam tank for rapid curing process in order to achieve the required transfer strength for early demoulding.



DEMOULDING

After demoulding, final QC inspection is carried out according to the specification.

MANUFACTURING PROCESS



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA
NAMA MAHASISWA	: EKA PUTRI PERNITA SUCI
NRP	: 03111440000007
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
01	6/11/17	Desain Awal		<i>Pu</i>
02	15/2/17	Buat Prelim		<i>Pu</i>
03	20/4/18	Cek dulu penguatan gedung kelas guru untuk Reponit		<i>Pu</i>
04	23/5/18	Subagan kolan perku pelat		<i>Pu</i>
05	28/5/18	Basemen pd platnya perku tu- laga repleks.		<i>Pu</i>
06	4/6/18	Tesupkan bentuk pile - cap		<i>Pu</i>
7	6/6/18	<ul style="list-style-type: none"> • Metode pelaksanaan menggunakan bottom up • Tiang pancang diberi perantara ruyung kayu hingga kedalaman yang didesain. • Metode diberi gambar visualisasi 		<i>Pu</i>



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, ST., MT., PH.D
NAMA MAHASISWA	: EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP	: 0311144000007
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	6-3-18	Ditelaah lagi perulangan untuk mememesh M8 - 200 sejarunya 150 Balok anak tanpa komposit.	Langguthon ke balok anak tanpa ada shear connector	
2	20-3-18	a. ditulis keterangan adanya penyangga saat pengecoran plat bondek. b. gambar plat dan balok anak dibesarkan dan diarsir luasan bebannya. c. lebar bordes ditambahkan dan diberi balok agar plat bordes tidak lebih dari 3mm	permodelan dicoba dengan hanya memakai kolom beton tanpa ring cross agar dapat disesuaikan nantinya menggunakan faktor.	
3	2-5-18	Permodelan menggunakan beton biasa dan dikalikan dengan faktor modifier <u>A transformasi</u> A gross	menajutkan permodelan	
4	23-5-18	gaya dalam untuk balok kolom (struktur primer) menggunakan permodelan komposit.		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: EKA PUTRI PERWITA SUCI
NRP	: 03111440000007
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN HOTEL AMARIS SURABAYA 17 LANTAI MODIFIKASI STRUKTUR KOMPOSIT BETON BAJA
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	28-5-18	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi cara penulisan dan penggambaran komponen struktur. - Revisi balok induk dengan bentang yang lebih panjang 	<ul style="list-style-type: none"> - Sambungan balok-kolom - Sali. kolom-kolom (non tip. & tipikal) 	
6	4-6-18	<ul style="list-style-type: none"> - Revisi sambungan balok-kolom menggunakan end plate yang lebih panjang untuk menahan momen. (hitung dengan cara ultimate) - Tulangan pile cap (atas) digunakan jarak yang sama dengan bawah, luas tulangan atas = 1/2 luas tulangan bawah. 		

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

2

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Selasa** tanggal **24 Juli 2018** jam **12.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

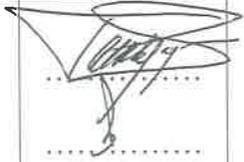
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000007	Eka Putri Perwita Suci	Perencanaan Hotel Amaris Surabaya 17 Lantai Modifikasi Struktur Komposit Beton Baja

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan <input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan <input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan
--	--

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

*Tulis konsep desain "KDS", perhitungan perulangan
 poer dan sloof diperbaiki, perhitungan sengkang dicek lagi
 Teori komposit perlu dimasukkan. perhitungan sambungan balok
 ke kolom dicek. Beban dinding dicek lagi.*

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Tavio, ST. MT. PhD Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT	

Surabaya, 24 Juli 2018
Dosen Pembimbing I

(Ketua)



Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)



Budi Suswanto, ST. MT. PhD

BIODATA PENULIS



Eka Putri Perwita Suci,

Penulis dilahirkan di Malang, 2 November 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Dharma Wanita UB (Malang), SMPN 1 Malang, SMAN 1 Malang. Setelah menamatkan pendidikan SMA pada tahun 2014, penulis diterima di program S1 Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya

melalui jalur SNMPTN. Penulis aktif mengikuti beberapa organisasi seperti Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS) dan Unit Kegiatan Mahasiswa ITS Badminton Community (UKM IBC). Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan nasional seperti kompetisi desain bangunan hijau, kompetisi tender, kompetisi beton maupun kegiatan internasional seperti Magang Ormawa Mahidol University Thailand dan Kumamoto University Summer Program di Jepang.