TUGAS AKHIR – RC14-1501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN *HEXAGONAL CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114 105 001

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

Dosen Pembimbing II
Ir. Heppy Kristijanto, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

FINAL PROJECT – RC14-1501

MODIFICATION DESIGN STRUCTURE OF THE DORMITORY BUILDING IN PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG USING HEXAGONAL CASTELLATED BEAM AND CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMN

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114 105 001

Major Supervisor I
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Major Supervisor II
Ir. Heppy Kristijanto, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN *HEXAGONAL CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

TUGAS AKHIR

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

Oleh :
SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114 105 001

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D ..... (Pembimbing I)
2. Ir. Heppy Kristijanto, MS ..... (Pembimbing II)

SURABAYA
JULI, 2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL CASTELLATED BEAM DAN KOLOM CONCRETE FILLED STEEL TUBE

Nama Mahasiswa	**: Syauqy Ribhan**
NRP	**: 3114 105 001**
Jurusan	**: Teknik Sipil FTSP-ITS**
Dosen Pembimbing	**: 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D**
	2. Ir. Heppy Kristijanto, MS

Abstrak

President University merupakan perguruan tinggi swasta yang terletak di Jl. Ki Hajar Dewantara, Kota Jababeka, Cikarang Baru, Bekasi. Kampus ini menggunakan sistem student boarding house. Jumlah asrama President University masih belum sebanding dengan jumlah mahasiswanya. Untuk mengatasi masalah tersebut diperlukan pembangunan asrama baru. Untuk perencanaan gedung baru, dilakukan modifikasi ulang menggunakan struktur baja 10 lantai dengan menggunakan hexagonal castellated beam dan kolom concrete filled steel tube.

Dalam perencanaan ini, peraturan yang akan digunakan yaitu AISC-LRFD 2010, SNI 1729:2015 untuk menghitung struktur dari baja, SNI 1727:2013 dan PPIUG 1987 untuk menghitung pembebanan struktur, SNI 1726:2012 untuk menghitung beban gempa, dan SNI 2847:2013 untuk menghitung struktur beton.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil untuk tower G dan H, yaitu: tebal pelat atap 9 cm, dan pelat asrama 10 cm. Dimensi balok anak CB 437,5.175.7.11; CB 495.200.7.11 ; WF 250.125.5.8 dan WF 250.175.7.11. Dimensi balok induk bentang 8 m CB 625.200.10.16 ; CB 550.300.11.18 ; CB 487,5.300.10.16 dan CB 437,5.175.7.11. Dimensi kolom lantai 1-3 HSS800.800.25.25, lantai 4-6 HSS700.700.22.22, lantai 7-Atap HSS600.600.16.16. Tebal plat spsw 4mm, dan balok spsw menggunakan WF 800.300.16.30. Sambungan struktur utama direncanakan dengan baut A325. Pondasi menggunakan tiang pancang spun pile diameter 50cm kedalaman 16m. Sloof ukuran 40x60 cm dengan tulangan utama tarik dan tekan 4D22 dan tulangan geser Ø10-250.

Kata Kunci : Student Boarding House, Hexagonal Castellated Beam, Concrete Filled Steel Tube.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

MODIFICATION DESIGN STRUCTURE OF THE DORMITORY BUILDING IN PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG USING HEXAGONAL CASTELLATED BEAM AND CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMN

Name : Syauqy Ribhan
Student ID : 3114 105 001
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Heppy Kristijanto, MS

Abstract

President University is private university located on Ki Hajar Dewantara Street, Jababeka City, Cikarang Baru, Bekasi. This college is using student boarding house system. The number of dormitories in President University is still not proportional with the number of students. To solve this problem required the construction of a new dormitory. Planning for a new building, it will be re-modification using ten floor steel structure with hexagonal castellated beam and column of concrete filled steel tube.

In the planning, the regulations that used are AISC-LRFD 2010, SNI 1729:2015 to calculate the structure of steel, SNI 1727:2013 and PPIUG 1987 to calculate the loading structure, SNI 1726:2012 to calculate the load of the earthquake, and SNI 2847:2013 to calculate the structure of concrete..

Based on the analysis and calculation obtained the result for tower G and H are: the roof plate thickness 9 cm and dormitory plate 10 cm. The dimension of sub main beam using CB437,5.175.7.11; CB495.200.7.11; WF250.125.5.8 and WF250.175.7.11. The dimension of main beam 8 m using CB625.200.10.16; CB550.300.11.18; CB487,5.300.10.16 and CB437,5175.7.11. The dimension of 1st-3rd floor column using HSS800.800.25.25, 4th – 6th floor HSS700.700.22.22, and 7th – roof HSS600.600.16.16. Spsw plate thickness 4 mm, and spsw beam using WF 800.300.16.30. The main structure will connected with bolts A325. The foundation is using spun pile with 50 cm diameters and 16 m thick. Size of sloof 40 x 60 cm with the 4D22 pull and press main reinforcement and Ø10-250 shear reinforcement.

Keywords: Student Boarding House, Hexagonal Castellated Beam, Concrete Filled Steel Tube.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Segala puji kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan hidayah serta karunia-Nya yang telah diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini tepat pada waktunya.

Pada kesempatan ini ijinkanlah penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar besarnya atas bimbingan dan dorongan tiada henti kepada :

1. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan tiada hentinya kepada penulis.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D dan bapak Ir. Heppy Kristijanto, MS sebagai dosen pembimbing yang memberikan banyak masukan dan arahan dalam penyelesaian Tugas Akhir.
3. Bapak Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Seluruh dosen pengajar jurusan Teknik Sipil ITS yang secara langsung maupun tidak langsung telah memberikan bimbingan dan ilmu yang sangat bermanfaat kepada penulis.
5. Seluruh teman – teman ITS khususnya Teknik Sipil LJ ITS.
6. Rekan-rekan sekalian yang tidak dapat disebutkan satu-persatu serta semua pihak yang telah banyak membantu.

Dengan segenap kerendahan hati, penulis menyadari sepenuhnya bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Sehingga, besar harapan adanya koreksi maupun masukan dari semua pihak untuk kesempurnaan tugas akhir ini.

Penulis berdoa semoga apa yang telah dikerjakan dalam tugas akhir ini dapat bermanfaat dikemudian hari bagi siapapun yang membacanya.

Surabaya, Juli 2016

Penulis

"*Halaman ini sengaja dikosongkan"*

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL ..... **i**
LEMBAR PENGESAHAN ..... **ii**
ABSTRAK ..... **iii**
ABSTRACT ..... **v**
KATA PENGANTAR ..... **vii**
DAFTAR ISI ..... **ix**
DAFTAR GAMBAR ..... **xv**
DAFTAR TABEL ..... **xix**

BAB I PENDAHULUAN **1**
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Perumusan Masalah 4
1.3 Tujuan Perencanaan 4
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat Perencanaan 5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA **7**
2.1 Umum 7
2.2 Profil Baja *Castellated Beam* 7
2.2.1 Pengertian Profil Baja *Castellated Beam* 7
2.2.2 Istilah dalam *Castellated Beam* 8
2.2.3 Tipe – Tipe Pemotongan Profil Baja *Castellated Beam* 9
2.2.4 Kelebihan dan Kekurangan Profil Baja *Castellated Beam* 11
2.3 Kolom *Concrete Filled Steel Tube* 13
2.3.1 Pengertian Kolom *Concrete Filled Steel Tube* 13
2.3.2 Tipe Kolom *Concrete Filled Steel Tube* 13
2.3.3 Kelebihan Kolom *Concrete Filled Steel Tube* 14
2.4 Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*) 14
2.4.1 Pengertian Dinding Geser 14
2.4.2 Tipe Dinding Geser 16
2.4.3 Fungsi Dinding Geser *Steel Plate Shear Wall* 17

2.4.4 Keuntungan dan Kekurangan Steel Plate Shear Wall 17

BAB III METODOLOGI 19
3.1 Diagram Alur Perencanaan 19
3.2 Uraian Metodologi Perencanaan 20
3.2.1 Pengumpulan Data 20
3.2.2 Studi Literatur 21
3.2.3 Preliminary Design 22
3.2.4 Pembebanan 22
3.2.5 Pemodelan dan Analisa Struktur 25
3.2.6 Kontrol Desain 25
3.2.6.1 *Castellated Beam* 25
3.2.6.2 Kolom *Concrete Filled Steel Tube* 28
3.2.7 Perencanaan Sambungan 30
3.2.8 Perencanaan Pondasi 32
3.2.9 Penggambaran Hasil Perencanaan 35

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER 37
4.1 Perencanaan Pelat Lantai 37
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap 37
4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Asrama 40
4.2 Perencanaan Balok Anak 42
4.2.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap (BA 1) 42
4.2.2 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap (BA 2) 50
4.2.3 Perencanaan Balok Anak Lantai Asrama (BA 1) . 54
4.2.4 Perencanaan Balok Anak Lantai Asrama (BA 2). 62
4.3 Perencanaan Tangga dan Bordes 66
4.3.1 Perencanaan Tangga 66
4.3.2 Perencanaan Bordes 73
4.3.3 Perencanaan Balok Utama Tangga 77
4.3.4 Balok Penumpu Tangga 83
4.4 Perencanaan Balok Lift 87

BAB V PEMODELAN STRUKTUR..... 97
5.1 Pemodelan Struktur 97
5.2 Pembebanan Struktur Utama..... 99
5.2.1 Berat Total Bangunan..... 100
5.2.2 Kombinasi Pembebanan 102
5.3 Pembebanan Gempa Dinamis 103
5.3.1 Klasifikasi Tanah 103
5.3.2 Lantai Tingkat Sebagai Diafragma 104
5.3.3 Arah Pembebanan 104
5.3.4 Parameter Respon Spektrum Rencana 104
5.4 Kontrol Desain 108
5.4.1 Kontrol Partisipasi Massa..... 109
5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental 110
5.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum..... 112
5.4.4 Kontol Akhir Base Reaction..... 113
5.4.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)..... 118

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER 121
6.1 Analisis Struktur..... 121
6.2 Perencanaan Struktur Balok 121
6.2.1 Balok Induk (BI 1) Lantai 1-3 Tower H 121
6.2.2 Balok Induk (BI 2) Lantai 1-3 Tower H 128
6.3 Perncanaan Struktur Kolom 132
6.3.1 Kolom 1-3 Tower H..... 132
6.4 Perencanaan Dinding Geser Plat Baja (SPSW)..... 137
6.4.1 Desain Dinding Geser Plat Baja 137
6.4.2 Kontrol Desain Balok (HBE) 139
6.4.3 Kontrol Desain Kolom (VBE)..... 146
6.5 Rekapitulasi Struktur Primer..... 151
6.5.1 Balok Induk 1 Tower G dan H 151
6.5.2 Balok Induk 2 Tower G dan H 151
6.5.3 Kolom Tower G dan H..... 151
6.5.4 *Steel Plate Shear Wall*..... 151

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN 153
7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk..... 153
7.1.1 Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Asrama 151
7.1.2 Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Atap.... 156
7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga 160
7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 164
7.4 Sambungan kolom dengan kolom 167
7.5 Sambungan dinding geser (SPSW)..... 168
7.6 Sambungan balok (HBE) dengan kolom (VBE) pada dinding geser plat baja (SPSW)..... 169
7.7 Sambungan balok dengan kolom..... 175
7.8 Sambungan Base Plate 179
7.9 Sambungan dinding geser (SPSW) dengan sloof 186

BAB VIII PERENCANAAN PONDASI 189
8.1 Desain Tiang Pancang 189
8.2 Desain Tiang Pancang Kolom (P1) 189
8.2.1 Data Perencanaan..... 189
8.2.2 Beban Pada Tiang Pancang 190
8.2.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang..... 191
8.2.4 Tiang Pancang Kelompok 193
8.3 Desain Tiang Pancang Kolom (P2) 195
8.3.1 Data Perencanaan..... 195
8.3.2 Beban Pada Tiang Pancang 195
8.3.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang..... 197
8.3.4 Tiang Pancang Kelompok 199
8.4 Desain Tiang Pancang Kolom (P3) 201
8.4.1 Data Perencanaan..... 201
8.4.2 Beban Pada Tiang Pancang 201
8.4.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang..... 203
8.4.4 Tiang Pancang Kelompok 205
8.5 Perencanaan Poer (P1) Pada Kolom 207
8.5.1 Desain Penulangan Poer Kolom 211
8.6 Perencanaan Poer (P2) Pada Kolom 214

8.6.1 Desain Penulangan Poer Kolom 218
8.7 Perencanaan Poer (P3) Pada Kolom 222
8.7.1 Desain Penulangan Poer Kolom 226
8.8 Perencanaan Kolom Pedestal 229
8.9 Perencanaan Sloof Pondasi 231
8.9.1 Penulangan Geser Sloof 235

BAB XI PENUTUP 237
9.1 Kesimpulan 237
9.2 Saran 238

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Profil Baja *Castellated Beam*	8
Gambar 2.2	Komponen *Castellated Beam*	9
Gambar 2.3	*Beam Ends Left Ragged*	10
Gambar 2.4	*Beam Ends Left Ragged,* U > T	10
Gambar 2.5	*Beam Ends Finished,* U = T	11
Gambar 2.6	*Beam Ends Finished With Infill Plates,* U > T	11
Gambar 2.7	Penampang Kolom Komposit	13
Gambar 2.8	Dinding Geser Plat Baja	15
Gambar 2.9	Tipe Dinding Geser Plat Baja	16
Gambar 3.1	Diagram Alir Perencanaan Tugas Akhir	19
Gambar 4.1	Pelat Lantai Atap	37
Gambar 4.2	Penulangan Bondek Atap	39
Gambar 4.3	Pelat Lantai Asrama	40
Gambar 4.4	Penulangan Bondek Asrama	42
Gambar 4.5	Denah Pembebanan Balok Lantai Atap (BA 1)	43
Gambar 4.6	Detail Potongan *Castellated Beam*	44
Gambar 4.7	Denah Pembebanan Balok Lantai Atap (BA 2)	51
Gambar 4.8	Denah Pembebanan Balok Lantai Asrama (BA 1)	55
Gambar 4.9	Detail Potongan *Castellated Beam*	56
Gambar 4.10	Denah Pembebanan Balok Lantai Asrama (BA 2)	63
Gambar 4.11	Denah Tangga Utama	67
Gambar 4.12	Pelat Anak Tangga	68
Gambar 4.13	Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga	70
Gambar 4.14	Denah Bordes	73
Gambar 4.15	Model Pembebanan Balok Utama Tangga	79
Gambar 4.16	Pemodelan Pembebanan Pada SAP	79
Gambar 4.17	Bidang M Balok Tangga	79
Gambar 4.18	Bidang Geser Balok Tangga	80

Gambar 4.19	Bidang Aksial Balok Tangga	80
Gambar 4.20	Pembebanan Balok Penumpu Tangga	84
Gambar 4.21	Bidang M Balok Penumpu Tangga	84
Gambar 4.22	Bidang Geser Balok Penumpu Tangga	84
Gambar 4.23	Posisi M_a, M_b, M_c Balok Penumpu Tangga	86
Gambar 4.24	Denah *Lift*	88
Gambar 4.25	Potongan Melintang *Lift*	89
Gambar 4.26	Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift*	90
Gambar 5.1	Denah Struktur Modifikasi Gedung Asrama President University	97
Gambar 5.2	Model 3 Dimensi Struktur Gedung Asrama President University Tower G	98
Gambar 5.3	Model 3 Dimensi Struktur Gedung Asrama President University Tower H	99
Gambar 5.4	Grafik Spektrum Percepatan Gempa Wilayah Cikarang	108
Gambar 6.1	Detail Potongan *Castellated Beam*	122
Gambar 6.2	Penampang Kolom Komposit CFT dengan Profil HSS $800 \times 800 \times 25 \times 25$	132
Gambar 7.1	Sambungan Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Asrama	156
Gambar 7.2	Sambungan Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Atap	160
Gambar 7.3	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	163
Gambar 7.4	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	166
Gambar 7.5	Sambungan Kolom dengan Kolom	168
Gambar 7.6	Sambungan SPSW dengan Kolom	169
Gambar 7.7	Sambungan HBE dengan VBE pada Dinding Geser	170
Gambar 7.8	Sambungan Balok dengan Kolom	175

Gambar 7.9	Sambungan Las pada *Base Plate*	180
Gambar 7.10	Arah Beban Sumbu X pada *Base Plate*	182
Gambar 7.11	Tampak Samping Sambungan *Base Plate* dengan Kolom dan Pedestal	185
Gambar 7.12	Tampak Atas Sambungan *Base Plate* dengan Kolom dan Pedestal	185
Gambar 7.13	Sambungan SPSW dengan Sloof	186
Gambar 8.1	Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau	190
Gambar 8.2	Posisi Tiang Pancang Kolom P1	193
Gambar 8.3	Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau	196
Gambar 8.4	Posisi Tiang Pancang Kolom P2	199
Gambar 8.5	Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau	202
Gambar 8.6	Posisi Tiang Pancang Kolom P3	205
Gambar 8.7	Geser Ponds Akibat Kolom	208
Gambar 8.8	Geser Ponds Akibat Pancang	210
Gambar 8.9	Mekanika Beban Poer Kolom Arah X	213
Gambar 8.10	Geser Ponds Akibat Kolom	215
Gambar 8.11	Geser Ponds Akibat Pancang	217
Gambar 8.12	Mekanika Beban Poer Kolom Arah X	219
Gambar 8.13	Mekanika Beban Poer Kolom Arah Y	221
Gambar 8.14	Geser Ponds Akibat Kolom	223
Gambar 8.15	Geser Ponds Akibat Pancang	225
Gambar 8.16	Mekanika Beban Poer Kolom Arah Y	228
Gambar 8.17	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCAColumn	230
Gambar 8.18	Penulangan Kolom Pedestal	231
Gambar 8.19	Letak Sloof yang Ditinjau	232
Gambar 8.20	Diagram Interaksi Sloof 40/60	234
Gambar 8.21	Detail Sloof 400 x 600	236

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1 Rekapitulasi Berat Bangunan..... 101
Tabel 5.2 Nilai Ñ untuk Penentuan Jenis Tanah 103
Tabel 5.3 Nilai T dan Sa 107
Tabel 5.4 Rasio Partisipasi Massa Tower G 109
Tabel 5.5 Rasio Partisipasi Massa Tower H 110
Tabel 5.6 Perioda dan Frekuensi Struktur Tower G 111
Tabel 5.7 Perioda dan Frekuensi Struktur Tower H 112
Tabel 5.8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa 114
Tabel 5.9 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Dikali Faktor Skala 115
Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa 116
Tabel 5.11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Dikali Faktor Skala 117
Tabel 5.12 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –X Tower G..... 119
Tabel 5.13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –Y Tower G..... 119
Tabel 5.14 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –X Tower H..... 120
Tabel 5.15 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –Y Tower H..... 120
Tabel 8.1 Reaksi Kolom P1 190
Tabel 8.2 Jarak Tiang Pancang Kolom P1 194
Tabel 8.3 Reaksi Kolom P2 196
Tabel 8.4 Jarak Tiang Pancang Kolom P2 200
Tabel 8.5 Reaksi Kolom 4J 202
Tabel 8.6 Reaksi Kolom 4K..... 202
Tabel 8.7 Jarak Tiang Pancang Kolom P3 206

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Denah Lantai Dasar Gedung G dan H
Lampiran 2 Denah Lantai 1-9 Gedung G dan H
Lampiran 3 Denah Lantai Atap Gedung G dan H
Lampiran 4 Denah Pondasi dan Sloof Gedung G dan H
Lampiran 5 Denah Kolom dan Balok Lt. 1-3 Gedung G dan H
Lampiran 6 Denah Kolom dan Balok Lt.4-6 Gedung G dan H
Lampiran 7 Denah Kolom dan Balok Lt.7-9 Gedung G dan H
Lampiran 8 Denah Kolom dan Balok Lt. Atap Gedung G dan H
Lampiran 9 Penulangan Pelat Lantai Atap
Lampiran 10 Penulangan Pelat Lantai Atap
Lampiran 11 Potongan A Gedung G
Lampiran 12 Potongan B Gedung G dan H
Lampiran 13 Tangga Utama
Lampiran 14 Sambungan Tangga
Lampiran 15 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak
Lampiran 16 Sambungan Kolom dengan Kolom
Lampiran 17 Sambungan SPSW dengan Kolom
Lampiran 18 Sambungan HBE dengan VBE Pada SPSW
Lampiran 19 Sambungan Balok dengan Kolom
Lampiran 20 Sambungan Kolom dengan Baseplate
Lampiran 21 Sambungan SPSW dengan Sloof
Lampiran 22 Detail Pondasi P1
Lampiran 23 Detail Pondasi P2
Lampiran 24 Detail Pondasi P3
Lampiran 25 Potongan Pondasi P3
Lampiran 26 Data Tanah
Lampiran 27 Data Bondek
Lampiran 28 Data Lift
Lampiran 29 Data Tiang Pancang

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

President University merupakan perguruan tinggi swasta yang terletak di Jl. Ki Hajar Dewantara, Kota Jababeka, Cikarang Baru, Bekasi. Kampus ini menggunakan sistem *student boarding house* dimana para mahasiswanya harus tinggal di asrama kampus untuk tahun pertama. Asrama President University umumnya terdiri dari 4 hingga 10 lantai. Namun hingga saat ini jumlah asrama President University masih belum sebanding dengan jumlah mahasiswanya. Untuk mengatasi masalah tersebut diperlukan pembangunan asrama baru.

Banyak metode struktur yang dapat kita gunakan dalam merencanakan gedung seperti beton *cast in situ* (konvensional), pracetak, dan struktur baja. Setiap metode memiliki kelebihan dan kekurangannya masing-masing. Asrama President University sebelumnya menggunakan struktur beton bertulang. Untuk perencanaan gedung baru, dilakukan modifikasi ulang dengan menggunakan struktur baja 10 lantai. Struktur baja dipilih karena memiliki beberapa keunggulan, antara lain:

1. Mempunyai kekuatan yang tinggi, sehingga dapat mengurangi ukuran struktur serta mengurangi pula berat sendiri dari struktur. Hal ini cukup menguntungkan bagi struktur-struktur jembatan yang panjang, gedung yang tinggi atau juga bangunan-bangunan yang berada pada kondisi tanah yang buruk.
2. Keseragaman dan keawetan yang tinggi, tidak seperti halnya material beton bertulang yang terdiri dari berbagai macam bahan penyusun, material baja jauh lebih seragam/homogen serta mempunyai tingkat keawetan yang jauh lebih tinggi jika prosedur perawatan dilakukan secara semestinya.
3. Sifat elastis, baja mempunyai perilaku yang cukup dekat dengan asumsi-asumsi yang digunakan untuk melakukan

analisa, sebab baja dapat berperilaku elastis hingga tegangan yang cukup tinggi mengikuti Hukum Hooke. Momen Inersia dari suatu profil baja juga dapat dihitung dengan pasti sehingga memudahkan dalam proses analisa struktur.

4. Daktilitas baja cukup tinggi, karena suatu batang baja yang menerima tegangan tarik yang tinggi akan mengalami regangan tarik cukup besar sebelum terjadi keruntuhan.
5. Beberapa keuntungan lain pemakaian baja sebagai material konstruksi adalah kemudahan penyambungan antar elemen yang satu dengan lainnya menggunakan alat sambung las atau baut. Pembuatan baja melalui proses gilas panas mengakibatkan baja menjadi mudah dibentuk menjadi penampang-penampang yang diinginkan. Kecepatan pelaksanaan konstruksi baja juga menjadi suatu keunggulan material baja. (Setiawan, 2008)

Selain keuntungan-keuntungan yang disebutkan tersebut, material baja juga memiliki beberapa kekurangan, terutama dari sisi pemeliharaan. Konstruksi baja yang berhubungan langsung dengan udara atau air, secara periodik harus dicat. Perlindungan terhadap bahaya kebakaran juga harus menjadi perhatian yang serius, sebab material baja akan mengalami penurunan kekuatan secara drastis akibat kenaikan temperatur yang cukup tinggi, di samping itu baja juga merupakan konduktor panas yang baik, sehingga nyala api dalam suatu bangunan justru dapat menyebar dengan lebih cepat. Kelemahan dari struktur baja adalah masalah tekuk yang merupakan fungsi dari kelangsingan suatu penampang. (Setiawan, 2008).

Perencanaan gedung asrama President University ini menggunakan sistem struktur *steel plate shear wall*. Sistem struktur ini terdiri dari baja tipis dengan dua kolom dan dua balok lantai horizontal yang digunakan sebagai penahan beban lateral untuk bangunan tahan gempa. (Suryani, 2012). Dinding geser pelat baja (SPSW) telah dikenal sebagai sistem yang efektif untuk

menahan beban lateral dan telah dilaksanakan di banyak bangunan untuk menahan beban gempa. (Purba dan Bruneau, 2015).

Pada struktur balok kebanyakan struktur bangunan konstruksi baja menggunakan profil baja solid. Profil ini sudah digunakan sejak awal perkembangan era struktur baja. Seiring dengan perkembangannya dan mulai ditemukannya *castellated beam*, penggunaan profil baja mulai lebih beragam. Tetapi dibandingkan dengan profil baja solid, profil *castellated* bisa menjadi solusi praktis dalam pengerjaan konstruksi, karena karakteristiknya yang cukup menguntungkan. (Malada, 2012).

Untuk struktur kolom baja, stabilitas lokal dan global mencegah tabung baja kosong mengembang dengan kekuatan penuh merupakan hal yang perlu diperhatikan. Untuk mengatasi hal tersebut penggunaan kolom komposit merupakan solusi yang disarankan. Ada berbagai macam jenis kolom komposit dari berbagai penampang, tetapi yang paling umum digunakan dan dipelajari adalah tabung baja berintikan beton. *Concrete filled steel tube* (CFT) dibentuk dengan mengisi tabung baja dengan beton. Hal ini juga diketahui bahwa tabung baja berintikan beton (CFT) saat ini semakin digunakan dalam konstruksi bangunan karena memiliki sifat statis dan tahan gempa yang sangat baik, seperti kekuatan tinggi, daktilitas tinggi, kapasitas penyerapan energi yang besar, kekakuan lentur, dan lain-lain. (Darshika, 2014).

Dalam laporan tugas akhir ini, akan dibahas tentang perencanaan gedung asrama menggunakan sistem struktur *steel plate shear wall* dengan *castellated beam,* dan kolom *concrete filled steel tube* untuk gedung 10 lantai. Pada akhirnya perencanaan ini diharapkan akan bermanfaat untuk menambah referensi bagi perencana yang berminat menggunakan material baja *castellated beam* dan kolom *concrete filled steel tube*.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau dalam modifikasi "Struktur Gedung Asrama President University Cikarang Menggunakan *Hexagonal Castellated Beam* Dan Kolom *Concrete Filled Steel Tube"* antara lain:

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat bondek, balok anak *castellated*, lift, dan tangga?
2. Bagaimana menghitung pembebanan struktur gedung menggunakan *castellated beam*, kolom baja *concrete filled steel tube (CFT)*, serta sistem struktur *steel plate shear wall*?
3. Bagaimana permodelan struktur gedung menggunakan *castellated beam*, kolom baja *concrete filled steel tube (CFT)*, dan sistem struktur *steel plate shear wall* serta analisa struktur dengan program bantu SAP 2000?
4. Bagaimana hasil perencanaan terhadap profil yang digunakan untuk struktur struktur sekunder dan struktur utama?
5. Bagaimana merencanakan pondasi struktur bangunan gedung?
6. Bagaimana output gambar struktur gedung asrama menggunakan *castellated beam*, kolom baja *concrete filled steel tube (CFT)*, serta sistem struktur *steel plate shear wall*?

1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan yang ditinjau modifikasi "Struktur Gedung Asrama President University Cikarang Menggunakan *Hexagonal Castellated Beam* Dan Kolom *Concrete Filled Steel Tube"* antara lain:

1. Menghitung struktur sekunder yang meliputi pelat bondek, balok anak *castellated*, lift, dan tangga.

2. Menghitung pembebanan struktur menggunakan *castellated beam*, kolom baja *concrete filled steel tube (CFT)*, serta sistem struktur *steel plate shear wall*.
3. Membuat permodelan dan melakukan analisa struktur *castellated beam*, kolom baja *concrete filled steel tube (CFT)*, dan sistem struktur *steel plate shear wall* menggunakan program bantu SAP 2000.
4. Mendapatkan hasil perencanaan berupa ukuran profil-profil yang digunakan pada struktur portal utama dan struktur sekunder.
5. Merencanakan pondasi struktur bangunan gedung.
6. Menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik, meliputi struktur utama dan sekunder.

1.4 Batasan Masalah

Pada perencanaan modifikasi ini, penulis membatasi masalah meliputi:

1. Perencanaan struktur utama meliputi balok induk dan kolom, dan struktur sekunder meliputi pelat lantai, balok anak, tangga, *lift*, dan pondasi.
2. Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.
3. Pemodelan dan analisa struktur dilakukan dengan program bantu SAP 2000.

1.5 Manfaat Perencanaan

Manfaat yang bisa didapatkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Dapat merencanakan struktur baja 10 lantai yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Menurut Knowles (1991) profil *castellated* adalah suatu spesifikasi profil yang ditingkatkan kekuatan komponen strukturnya dengan memperpanjang kearah satu sama lain dan di las sepanjang pola. *Castellated beam* ini mempunyai tinggi (h) hampir 50% lebih panjang dari profil awal sehingga meningkatkan nilai lentur axial, momen inersia (Ix), dan seksion modulus (Sx) (Ismail, Fahmy, dan Tawfik 2014)

Sekarang struktur baja komposit semakin banyak dijumpai dan dipakai dalam rekayasa struktur. Pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan tapi pada baja komposit gaya gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh profil baja. Struktur baja komposit ternyata lebih efektif dalam meningkatkan kapasitas pemikul beban, kekakuan, penghematan berat baja, dan panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar (Salmon dan Johnson 1996).

Dinding geser plat baja (SPSW) adalah sistem penahan gaya lateral yang efektif digunakan untuk melawan angin atau beban gempa pada bangunan (Bruneau dan Sabelli 2006). Untuk bangunan tinggi tahan gempa umumnya gaya-gaya lateral yang dibebani pada kolom cukup besar sehingga perlu menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan gaya geser yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, maka beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut (Widodo, Pah, dan Ninggeding 2013).

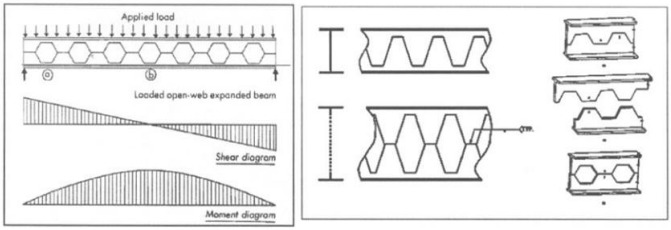
2.2 Profil Baja *Castellated Beam*

2.2.1 Pengertian Profil Baja *Castellated Beam*

Profil baja *castellated* adalah profil baja I, H, atau U yang pada bagian badannya dipotong memanjang dengan pola zig-zag.

Kemudian bentuk dasar baja diubah dengan cara menggeser atau membalik setengah bagian profil baja yang telah dipotong. Penyambungan setengah bagian profil dengan cara dilas pada bagian ‘gigi-gigi’nya. Sehingga terbentuk profil baru dengan lubang berbentuk segi enam *(hexagonal)*, segi delapan *(octogonal)*, dan lingkaran *(circular)* (Amayreh dan Saka 2005).

Pada balok profil I atau WF, bagian sayap pada profil memegang peranan yang sangat penting dalam menahan tegangan lentur sehingga kehilangan luas pada badan akibat lubang tidak terlalu berpengaruh, sepanjang momen masih diperhitungkan. Bagaimanapun tegangan geser yang harus diperhitungkan pada lubang badan yang ada. Pada bagian lubang badan, dua buah profil T seolah-olah bekerja sebagai bagian yang menahan gaya geser vertikal. Pada titik b (Gambar 2.1), gaya geser minimum sehingga hanya memberikan sedikit efek pada kekuatan balok. Pada titik a yang berada dekat dengan perletakan, gaya geser yang dihasilkan cukup besar, sehingga tegagan yang dihasilkan dari beban pada balok harus dihitung berdasarkan penampang T karena berlubang (Adhibaswara, 2011)



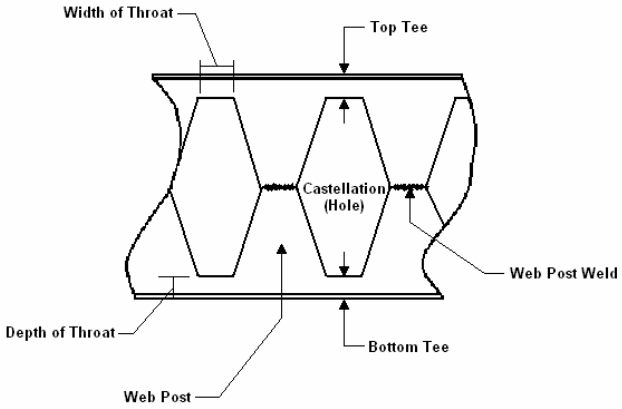
Gambar 2.1 Profil Baja *Castellated Beam*
Sumber: Blodgett (1996) dalam Adhibaswara (2011)

2.2.2 Istilah dalam Castellated Beam

Berbagai istilah berikut ini merupakan bagian dari profil *castellated beam* (Gambar 2.2), yaitu:

a. *Web post* : area solid pada *castelated beam*
b. *Castellation* : lubang pada profil *castellated beam*

c. *Throat width* : panjang "gigi" potongan secara horizontal
d. *Throat depth* : tinggi bagian solid dari plat badan, diukur dari bagian terluar lubang hingga ke sayap profil
e. *Expansion percentage* : presentase perubahan tinggi penampang dari profil asli menjadi profil *castellated*



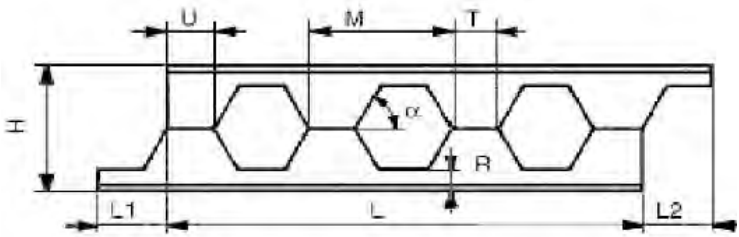
Gambar 2.2 Komponen *Castellated Beam*
Sumber: Bradley (2003)

2.2.3 Tipe – Tipe Pemotongan Profil Baja *Castellated Beam*

Ada 4 (empat) tipe pemotongan balok berdasarkan dimensi U dan T (Grunbauer, 2001)

1. *Beam ends left ragged,* U = T

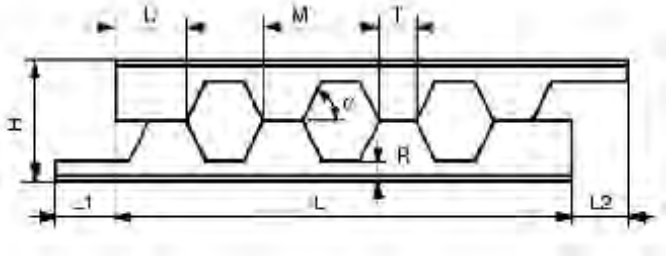
   Pada Gambar 2.3 tipe *castellated beam* ini mengandalkan pemotongan yang mudah, sederhana dan mudah dalam desainnya, tetapi kurang baik digunakan.



Gambar 2.3 *Beam Ends Left Ragged*
Sumber: Grunbauer (2001)

2. *Beam ends left ragged,* U > T

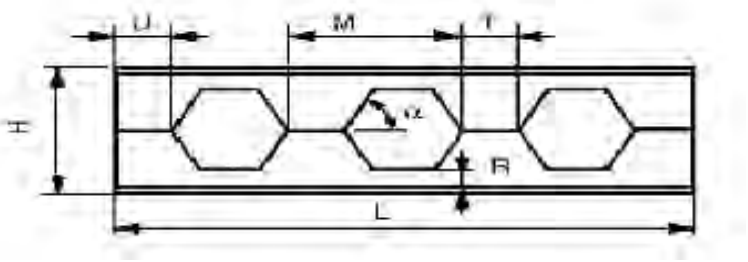
Seperti pada Gambar 2.4 tipe pemotongan *castellated beam* jenis ini menghasilkan ujung potongan yang panjang tetapi tidak efektif.



Gambar 2.4 *Beam Ends Left Ragged,* U > T
Sumber: Grunbauer (2001)

3. *Beam ends finished,* U = T

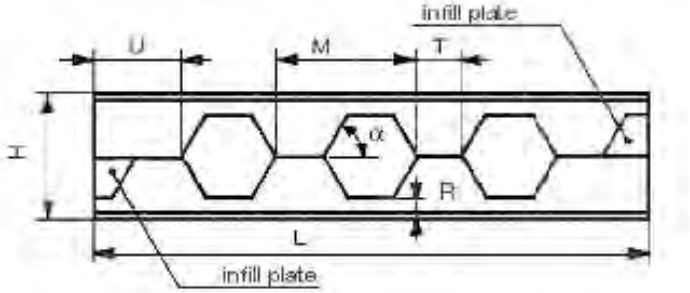
Pada Gambar 2.5 merupakan tipe pemotongan *castellated beam* yang menghasilkan pemotongan yang baik atau rapi serta dapat menghemat material sehingga tidak banyak bahan yang terbuang. Tipe pemotongan ini yang umum digunakan pada pelaksanaan konstruksi *castellated beam*.



Gambar 2.5 *Beam Ends Finished*, U = T
Sumber: Grunbauer (2001)

4. *Beam ends finished with infill plates*, U > T

   Pada pemotongan tipe seperti Gambar 2.6 profil dapat menjadi kuat dan kaku, namun biaya akan mahal karena adanya penambahan plat.



Gambar 2.6 *Beam Ends Finished With Infill Plates*, U > T
Sumber: Grunbauer (2001)

2.2.4 Kelebihan dan Kekurangan Profil Baja *Castellated Beam*

Ada beberapa keuntungan dari profil *castellated*, yaitu :

1. Dengan lebar profil yang lebih tinggi (dg), menghasilkan momen inersia dan modulus section yang lebih besar sehingga lebih kuat dan kaku bila

dibandingkan dengan profil asalnya (Megharief 1997 dan Grunbauer 2001).
2. Mampu memikul momen lebih besar dengan tegangan ijin yang lebih kecil (Megharief 1997 dan Grunbauer 2001).
3. Bahan ringan, kuat serta mudah dipasang (Megharief 1997 dan Grunbauer 2001).
4. Profil *Castellated Beam* ini juga cocok untuk bentang panjang (untuk penggunaan *Castellated Beam* pada atap dapat mencapai 10 – 50 m dan bila digunakan sebagai plat 12– 25 m). Sehingga dapat mengurangi jumlah kolom dan pondasi, serta mengurangi biaya *erection* (pengangkatan) (Dougherty 1993).
5. Dapat digunakan untuk gedung tingkat tinggi, bangunan perindustrian (Amayreh dan Saka 2005).

Adapun kekurangan dari profil *castellated*, yaitu :

1. *Castellated Beam* kurang tahan api. Sehingga harus ditambah dengan lapisan tahan api (fire proofing) 20% lebih tebal agar mencapai ketahanan yang sama dengan profil awalnya (Grunbauer, 2001).
2. Kurang kuat menerima gaya lateral, sehingga perlu diberi satu atau lebih plat pada ujung-ujung (dekat dengan pertemuan balok-kolom) (Grunbauer 2001).
3. Pada ujung-ujung bentang (di sudut-sudut profil) terjadi peningkatan pemusatan tegangan (stress consentrations) (Amayreh dan Saka 2005).
4. *Castellated Beam* tidak sesuai untuk bentang pendek dengan beban yang cukup berat (Amayreh dan Saka 2005).
5. Analisa dari defleksi lebih rumit daripada balok solid (Amayreh dan Saka 2005).

2.3 Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

2.3.1 Pengertian Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

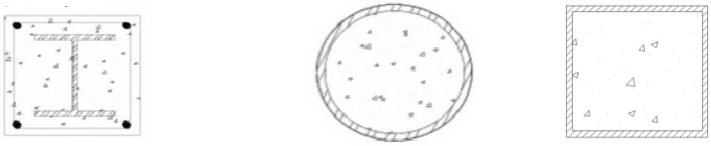
Kolom *concrete filled steel tube* (CFT) merupakan kolom dengan tabung baja berintikan beton. Kolom CFT tidak hanya meningkatan kekuatan tapi juga nilai ekonomi serta pelaksanaan yang lebih cepat (Zeghichea dan Chaoui 2005). Saat ini kolom tabung baja berintikan beton (CFT) semakin banyak digunakan dalam konstruksi bangunan karena memiliki sifat statis dan tahan gempa yang sangat baik, seperti kekuatan tinggi, daktilitas tinggi, kapasitas penyerapan energi yang besar, kekakuan lentur, dan lain-lain. (Darshika, 2014).

2.3.2 Tipe Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (*rolled*) *built-up* dan di cor didalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

Ada dua kolom tipe komposit, yaitu:

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton), seperti Gambar 2.7 (a) (Husada, 2013).
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton), seperti Gambar 2.7(b),(c) (Husada, 2013).



(a) (b) (c)
Profil Baja Dibungkus Beton *Concrete Filled Steel Tube*

Gambar 2.7 Penampang Kolom Komposit
Sumber: Husada (2013)

2.3.3 Kelebihan Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

Kolom *CFT* mempunyai beberapa keuntungan dari pada baja dan beton yang dipisah. Berikut merupakan keuntungan utamanya adalah sebagai berikut :

1. Interaksi antara pipa baja dan beton (Morino et al, 2001):
   a. Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.
   b. Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
   c. Penyusutan dan retak dari beton akan jauh lebih kecil dari beton bertulang.
2. Penampang (Morino et al, 2001):
   a. Rasio baja dari *CFT* jauh lebih banyak dari beton bertulang.
   b. Baja dari penampang *CFT* berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang terluar.
3. Efisiensi Konstruksi (Morino et al, 2001):
   a. Tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan menghemat biaya konstruksi.
   b. Tempat konstruksi tetap terjaga bersih
4. Tahan Kebakaran (Morino et al, 2001):
   a. Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

2.4 Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall)*

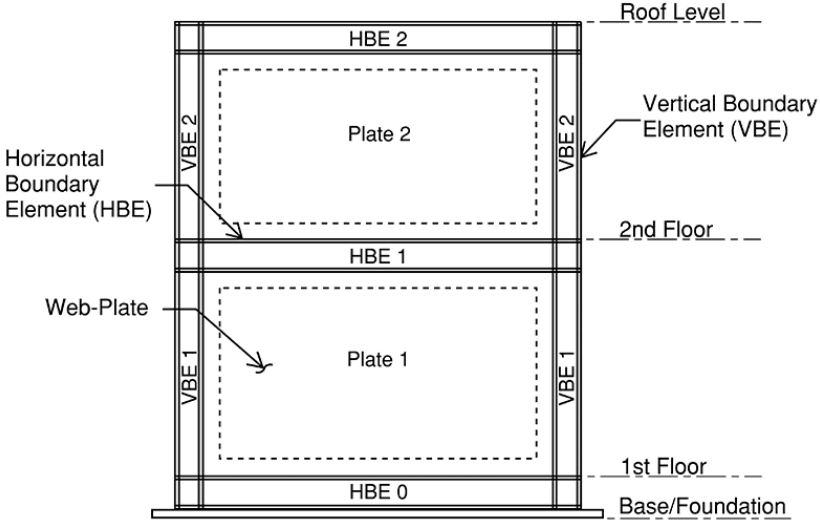
2.4.1 Pengertian Dinding Geser

Dinding geser merupakan dinding yang dirancang untuk menahan gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser yang efektif adalah yang bersifat kaku dan kuat. Dalam struktur bertingkat, dinding geser sangat penting karena selain untuk mencegah kegagalan dinding eksterior, dinding geser juga mendukung beberapa lantai gedung dan memastikan bahwa

struktur tidak runtuh akibat gerakan lateral akibat gempa bumi (Suryani,2012).

Dinding geser tidak hanya terbuat dari material beton saja tetapi dewasa ini sudah berkembang dinding geser yang terbuat dari plat baja. Kedua jenis dinding geser ini memiliki karakter dan sifat yang berbeda dan hanya diterapkan pada struktur yang sama dengan material masing-masing. Dinding geser plat baja atau *steel plate shear wall* terdiri dari baja tipis dengan dua kolom dan dua balok lantai horisontal (Suryani,2012).

Fungsi utama dari Dinding Geser Pelat Baja adalah untuk menahan gaya geser horisontal dan momen guling akibat beban lateral. Secara umum, dinding geser pelat baja terdiri dari pelat dinding baja, dua batas kolom dan balok lantai horizontal seperti terlihat pada gambar 2.8. Secara bersama, pelat dinding baja dan elemen pembatas bekerja seperti plate girder vertikal. Kolom bertindak sebagai sayap plate girder vertikal, pelat dinding baja sebagai elemen web, sedangkan balok sebagai pentransfer kekakuan. (Astaneh, 2000)



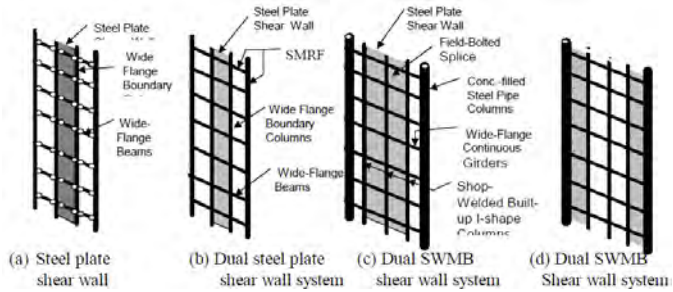
Gambar 2.8 Dinding Geser Plat Baja
Sumber: Astaneh (2000)

Kerangka bangunan yaitu elemen batas Dinding Geser Pelat Baja, harus didesain untuk mampu menahan beban gravitasi dimana kontribusi dari panel Dinding Geser Pelat Baja diabaikan. Ini adalah faktor penting yang dilakukan untuk meyakinkan kerangka bangunan mempunyai cukup kapasitas untuk mendukung beban gravitasi selama peristiwa gempa, dimana selama itu juga pelat baja mengalami tekuk (buckling) akibat perkembangan dari aksi tarik diagonal. (Bruneau dkk, 2005).

Pada struktur rangka Dinding Geser Pelat Baja berdinding pelat baja, pelelehan direncanakan terjadi pada dinding baja melalui mekanisme tarik pada dinding baja, yang sekaligus mengalami tekuk yang terkendali oleh adanya aksi tarik pada dinding baja tersebut, yang dimodelkan dengan gaya tarik dalam arah diagonal. (Moestopo, 2007)

2.4.2 Tipe Dinding Geser

Dinding geser merupakan suatu dinding struktur yang sangat berguna dalam gedung tingkat tinggi. Dalam struktur dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) mempunyai bentuk-bentuk dan variasi yang berbeda-beda, dimana dimensi dari dinding geser dipengaruhi besarnya gaya lateral yang diterima oleh dinding geser tersebut. Adapun macam bentuk bagian dinding geser yang umum dan sering digunakan dalam gedung bertingkat adalah sebagai berikut (Astaneh, 2000) :



Gambar 2.9 Tipe Dinding Geser Plat Baja
Sumber: Astaneh (2000)

2.4.3 Fungsi Dinding Geser *Steel Plate Shear Wall*

Fungsi dinding geser ada dua, yaitu kekuatan dan kekakuan :

1. Kekuatan
   a. Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang diperlukan untuk melawan kekuatan gempa horizontal.
   b. Ketika dinding geser cukup kuat, mereka akan menstransfer gaya horizontal ini ke elemen berikutnya dalam jalur beban dibawah mereka seperti dinding geser lainnya, lantai, pondasi, dll.

2. Kekakuan
   a. Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap atau lantai di atas dari sisi goyangan yang berlebihan.
   b. Ketika dinding geser cukup kaku, akan mencegah membingkai lantai dan atap dari bergerak untuk mendukungnya.
      Bangunan yang cukup kaku biasanya kerusakan yang terjadi nonstruktural.

2.4.4 Keuntungan dan Kekurangan *Steel Plate Shear Wall*

Pada *steel plate shear wall* terdapat keuntungan dalam penggunaanya (Setiawan, 2008), seperti:

1. Mempunyai kekuatan tinggi sehingga dapat mengurangi ukuran struktur serta mengurangi pula berat sendiri dari struktur tersebut.
2. Keseragaman dan keawetan yang tinggi, tidak seperti halnya material beton bertulang terdiri dari berbagai macam bahan penyusun.
3. Memiliki sifat yang lebih elastis.
4. Daktilitas baja cukup tinggi.
5. Kemudahan penyambungan antar elemen baja satu dengan lainnya.

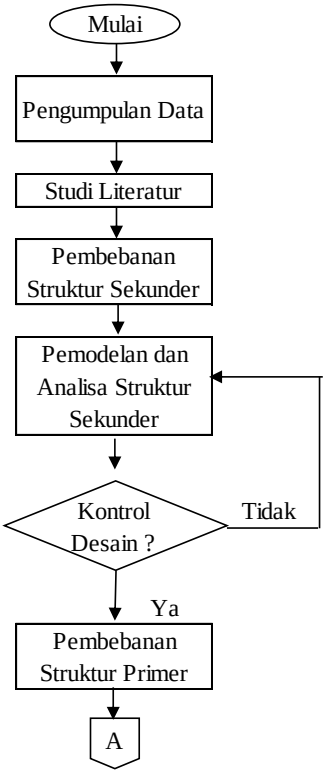
Pada *steel plate shear wall* terdapat kekurangan dalam penggunaanya (Setiawan, 2008), seperti:

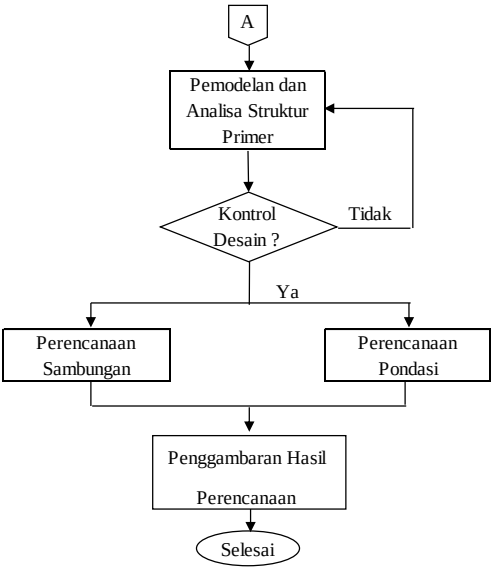
1. Umumnya material baja rentan terhadap korosi jika terjadi kontak dengan udara dan air sehingga perlu dicat secara periodik.
2. Tidak tahan api karena baja suhu tinggi akan meleleh.
3. Rentan terhadap tekuk dan kekuatan baja akan menurun jika mendapat beban siklis sehingga dalam perancangan perlu dilakukan pengurangan kekuatan jika pada elemen struktur akan terjadi beban siklis.

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alur Perencanaan

Metodologi ini akan menguraikan serta menjelaskan secara rinci penyelesaian perencanaan struktur secara lebih terperinci. Adapun langkah-langkah dalam penyelesaian perencanaan struktur ini di tuangkan dalam diagram alir perencanaan tugas akhir Diagram 3.1.





Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan Tugas Akhir

3.2 Uraian Metodologi Perencanaan

3.2.1 Pengumpulan Data

Mengumpulkan literatur - literatur yang berhubungan dengan *castellated beam*, kolom *concrete filled steel tube* dan dasar perhitungan struktur dalam penyelesaian modifikasi alternatif pada gedung berstruktur baja. Serta mengumpulkan data umum bangunan dan data tanah gedung asrama sebagai berikut :

Data umum bangunan

1. Nama Bangunan : Gedung Asrama President University
2. Lokasi Bangunan : Cikarang, Jawa Barat
3. Fungsi Bangunan : Gedung asrama
4. Jumlah Lantai : 4 Lantai
5. Tinggi Gedung : 16 meter
6. Struktur Utama : Beton Bertulang

Data Modifikasi Bangunan

1. Nama Bangunan : Gedung Asrama President University
2. Lokasi Bangunan : Cikarang, Jawa Barat
3. Fungsi Bangunan : Gedung asrama
4. Jumlah Lantai : 10 Lantai
5. Tinggi Gedung : 40 meter
6. Zona Gempa : Cikarang, Jawa Barat
7. Struktur Utama : *Castellated Beam* dan Kolom *Concrete Filled Steel Tube* (BJ 41, *fy* = 250 MPa, *fu* = 410 MPa)
8. Sistem Struktur : Sistem *steel plate shear wall*

3.2.2 Studi Literatur

Melakukan studi referensi berupa buku pustaka, diktat pelajaran, penelitian terdahulu, jurnal konstrusi baja serta peraturan mengenai perencanaan struktur gedung menggunakan profil baja *castellated beam* dan kolom *concrete filled steel tube* yaitu :

a. American Institute of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design (AISC-LRFD) 2010.
b. SNI 1727:2013 tentang *"Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur lain"*.
c. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987.
d. SNI 1726:2012 tentang *"Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung"*.
e. SNI 1729:2015 tentang "*Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural"*.
f. SNI 2847:2013 tentang "*Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung"*.
g. Browsing penelitian terdahulu dan jurnal-jurnal melalui internet.

3.2.3 Pembebanan

1. Beban Mati

Menurut pasal 3.1.1 SNI 1727:2013, beban mati adalah berat seluruh konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, dan komponen arsitektural dan struktural lainnya.

2. Beban Hidup

Berdasarkan pasal 4.1 SNI 1727:2013 beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Nilai dari beban hidup itu sendiri dapat diambil dari tabel 4-1 SNI 1727:2013 hal.25

3. Beban Angin

Ketentuan mengenai beban angin dapat dilihat pada pasal 26 s/d pasal 31 SNI 1727:2013

4. Beban Gempa

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu, massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa dari struktur. Besarnya Beban Gempa Dasar Nominal horizontal akibat gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung (SNI 1726:2012 pasal 6), dinyatakan sebagai berikut :

a. Gempa Rencana

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarannya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen *(SNI 1726:2012 Pasal 4.1.1).*

b. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Bangunan

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan. Kategori resiko ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan. *(SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2).*

c. Menentukan Klasifikasi Situs (SA-SF)

Menurut pasal 5.3 SNI 1726:2012 kelas situs disesuaikan dengan jenis tanah yang ada.

d. Menentukan Faktor Koefisien Situs (F_a, F_v)

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik (SNI 1726:2012 Pasal 6.2). Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (Fv). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) ditentukan dengan rumus :

$$S_{MS} = F_a . S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v . S_1 \quad (3.2)$$

Keterangan :

- S_s adalah parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek
- S_1adalah parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

e. Menghitung Parameter Percepatan Desain (SD_S, SD_1)

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (S_{DS}), dan pada periode 1 detik (S_{D1}) mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 6.3

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.4)$$

f. Menentukan Kategori Desain Seismik-KDS (A-F)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismic sesuai SNI 1726:2012 Pasal 6.5.

g. Sistem dan Parameter Struktur (R, C_d, Ω_o)

Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai *R, C_d, Ω_o,* harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur *(SNI 1726:2012 Pasal 7.2-2).*

h. Menentukan prosedur analisis gaya lateral. SNI 1726:2012 memberikan petunjuk untuk tiga prosedur analisis, yaitu :

- Analisis gaya lateral equivalent (GLE atau ELF)
- Analisis Super posisi Ragam (MSA)
- Analisis Riwayat Waktu (RHA)

5. Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini berdasarkan pasal 4.2.2 SNI 1726:2012, yaitu :

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,2 DL ± 1,0Ex + 1,0LL
4. 1,2 DL ± 1,0Ey + 1,0LL
5. 0,9 DL ± 1,0Ex
6. 0,9 DL ± 1,0Ey

Keterangan :

D = Beban Mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.

L = Beban Hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

Ex = Beban gempa arah x, yang ditentukan menurut SNI 1726-2012.

Ey = Beban gempa arah Y, yang ditentukan menurut SNI 1726–2012.

3.2.4 Pemodelan dan Analisa Struktur

Dalam permodelan struktur dan analisa struktur akan digunakan program bantu SAP2000 yang kemudian akan didapat perhitungan-perhitungan gaya dalam struktur. Selanjutnya output SAP2000 yang meliputi gaya-gaya dalam akan digunakan untuk melakukan kontrol pada model struktur yang direncanakan.

3.2.5 Kontrol Desain

3.2.5.1 Castellated Beam

1. **Kontrol Penampang** (SNI 1729:2015 tabel 7.5 – 1) :

Pelat Badan : $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}}$

Pelat Sayap : $\frac{b}{2tf} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.5)

$$\lambda_{Rw} = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}} \qquad \lambda_{Rf} = 1{,}0\sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.6}$$

- Penampang Kompak :

$\lambda \leq \lambda_P$

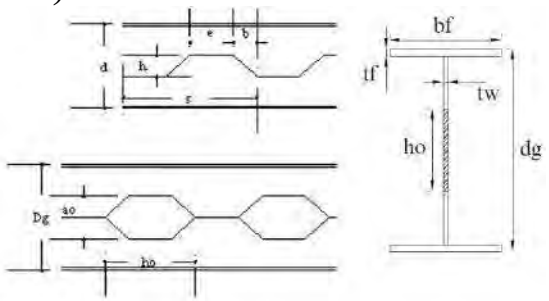
$$M_n = M_P = Z_x fy \tag{3.7}$$

- Penampang Tidak Kompak :

$\lambda < \lambda_P \leq \lambda_R$

$$M_n = M_P - (M_P - 0{,}7S_x fy)\frac{(\lambda - \lambda_P)}{(\lambda_R - \lambda_P)} \tag{3.8}$$

2. Kontrol Tekuk Badan *(eq. 4.2 ASCE journal page 3319)* :



a. $\frac{d-2tf}{tw} \leq \frac{1365}{\sqrt{fy}}$; $\frac{d-2tf}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$

- $\frac{a_0}{h_0} \leq 3{,}0$ (3.9)
- $V_m \leq \frac{2}{3}Vp$ (3.10)

  Untuk balok non-komposit dan balok komposit pada momen negatif
- $V_m \leq \frac{2}{3}Vp + Vc$ (3.11)

  Untuk balok komposit pada momen positif

b. $\frac{1100}{\sqrt{fy}} < \frac{d-2tf}{tw} \leq \frac{1365}{\sqrt{fy}}$

- $\frac{a_0}{h_0} \leq 2{,}2$ (3.12)
- $V_m \leq 0{,}45Vp$ (3.13)

c. Parameter Opening

- $Po = (\frac{a_0}{h_0}) + (\frac{6h_0}{d})$ tidak boleh lebih dari 5,6 untuk balok baja (3.14)
- $Po = (\frac{a_0}{h_0}) + (\frac{6h_0}{d})$ tidak boleh lebih dari 6,0 untuk balok komposit (3.15)

3. Kontrol Momen Lentur Nominal

Momen Lentur :

$M_u \leq \emptyset M_n$

$M_n = M_P - fy \cdot \Delta As \cdot \left(\frac{h_o}{4} + e\right)$ (3.16)

Keterangan :

Mn = Kuat Momen Lentur Nominal Balok
ΔAs = ho.tw
ho = tinggi lubang
e = eksentrisitas lubang
fy = kuat leleh baja

4. Kontrol Kuat Geser

$V_u \leq V_n$ (3.17)

$V_n = \sum Vnt$ (3.18)

Untuk tee bawah dan atas :

$\frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} \leq 1.0$ (3.19)

$Vnt = \frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} \leq Vpt$ (3.20)

$$Vpt = fy \cdot tw \cdot St/\sqrt{3} \quad (3.21)$$

Keterangan :

Vnt = Kuat geser satu tee
Fy = Kuat leleh baja
a_0 = Panjang lubang
t_w = Tebal badan
S_t = Tinggi tee
V = Aspek rasio tee a_0/ S_t

3.2.5.2 Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

1. **Kontrol Penampang**

   Penampang tidak boleh termasuk dalam kategori penampang langsing :

   Pelat Badan : Pelat Sayap :

   $$\frac{h}{tw} \leq 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}} \qquad \frac{b}{2tf} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.22)$$

2. **Kontrol Kekakuan Portal** (SNI 1729:2015 pasal 7.6.3.3)

   $$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} \quad (3.23)$$

3. **Amplikasi Momen Struktur Portal** (SNI 1729:2015 pasal 8.2)

   $$M_r = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \quad (3.24)$$

   $$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \quad (3.25)$$

4. **Kontrol Tekuk-Lentur** (SNI 1729:2015 pasal E3)

   $$\lambda = \frac{Kc \cdot L}{r} \quad (3.26)$$

$$Fe = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.27)$$

$$\text{Bila } \lambda \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ atau } \frac{fy}{Fe} \leq 2{,}25 \quad (3.28)$$

$$\text{Maka } Fcr = \left[0{,}658^{\frac{fy}{Fe}}\right] \quad (3.29)$$

$$\text{Bila } \lambda > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ atau } \frac{fy}{Fe} > 2{,}25 \quad (3.30)$$

$$\text{Maka } Fcr = 0{,}877Fe \quad (3.31)$$

5. Kontrol Tekuk-Puntir (SNI 1729:2015 pasal E4)

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.32)$$

6. Kontrol Gaya Aksial dan Momen Lentur (SNI 1729:2015 pasal F2)

$$Pn = Ag \cdot Fcr \quad (3.33)$$

$$P_c = \emptyset Pn \quad (3.34)$$

$$Mu \leq \emptyset Mn$$

Keterangan :

Mu = Momen lentur rencana (N.mm)
Mn = Kuat lentur nominal penampang (N.mm)
∅ = Faktor reduksi (0.9)

Tekuk Torsi Lateral :

a. Bentang Pendek (Lb ≤ Lp)

$$Mn = Mp = Z_x \cdot fy$$

$$Lp = 1.76 \cdot ry\sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.35)$$

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{A}} \quad (3.36)$$

ry = Jari-jari girasi terhadap sumbu lemah
Keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan

b. Bentang Menengah ($Lp \leq Lb \leq Lr$)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_P - 0{,}7S_x fy)\frac{L_b - L_p}{L_R - L_P}\right] \leq M_p \quad (3.37)$$

c. Bentang Panjang ($Lb > Lr$)
$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_P \quad (3.38)$$

Persamaan interaksi aksial momen (SNI 1729:2015 pasal H1) :

a. Jika $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$, maka :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1.0 \quad (3.39)$$

b. Jika $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$, maka :
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1.0 \quad (3.40)$$

3.2.6 Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan dilakukan menggunakan sambungan baut maupun sambungan las. Perencanaan sambungan ini antara lain meliputi sambungan balok anak – balok induk, balok induk – kolom, kolom - plat landasan. Pada struktur bangunan, perencanaan sambungan meliputi:

1. Las Tumpul

Pada desain sambungan las tumpul, untuk menghitung kekuatan desain (ϕRn) diperjelas pada Tabel J2.5 SNI 1729-

2015. Pada desain sambungan las sudut, untuk menghitung kekuatan desain (ϕRn) menurut Pasal J2.4 :

Rn = Fnw.Awe (SNI 1729:2015 J2-4) (3.41)

Keterangan

ϕ = 0.75

Fnw = $0.60F_{EXX}(1.0 + 0.50 \sin^{1,5} \theta)$ (SNI 1729:2015 J2-5)

F_{EXX} = Kekuatan klasifikasi logam pengisi, ksi (MPa).

θ = Sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las.

Ukuran minimum las sudut ditentukan dari tebal bagian paling tipis yang tersambung.

2. Sambungan Baut

a. Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kekuatan geser dan tarik desain menggunakan rumus yang sama (ϕRn) menurut Pasal J3.6 :

Rn = Fn.Ab (SNI 1729:2015 J3-1) (3.42)

Keterangan :

ϕ = 0.75

Ab = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir, in.2 (mm2)

Fn = tegangan tarik nominal, Fnt, atau tegangan geser, Fnw dari Tabel J3.2, ksi (MPa)

b. Pada desain sambungan baut, untuk menghitung kombinasi gaya tarik dan geser dalam sambungan tipe tumpuan menurut Pasal J3.7 :

Rn = F'nt.Ab (SNI 1729:2015 J3-2) (3.43)

Keterangan :

ϕ = 0.75

F'nt = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser, ksi (MPa)

F'nt = $1.3Fnt - Fnt\phi Fnv\ frv \leq Fnt$ (SNI 1729:2015 J3-3a)

Fnt = tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2, ksi (MPa)

Fnv = tegangan geser dari Tabel J3.2, ksi (MPa)

frv = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban, ksi (MPa)

Ukuran jarak tepi minimum baut ditentukan diameter baut pada Tabel J3.4M.

3.2.7 Perencanaan Pondasi

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak, dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 (D/B > 10). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), pondasi caisson dan lain sebagainya. Dalam tugas akhir ini akan direncanakan pondasi tiang pancang.

1. Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang.data tanah yang digunakan adalah hasil SPT. Daya dukung pada pondasi tiang pancang tunggal didapatkan dengan menjumlahkan dari tahananujung bawah ultimit (Q_p) dan tanah gesek ultimate (Q_s) antara dinding tiang dan tanah sekitarnya. Daya dukung dihitung berdasarkan persamaan *Luciano Decourt*.

a. $Q_L = Qp + Qs$ (3.44)

Keterangan,

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = *Resistance ultimate* didasar pondasi

Q_s = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral.

b. $Qp=qp.Ap=(Np.K).Ap$ (3.45)

Keterangan,

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4 B di bawah dasar tiang pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah
= 12 t/m2, untuk tanah lempung
= 20 t/m2, untuk tanah lanau berlempung
= 25 t/m2, untuk tanah lanau berpasir
= 40 t/m2, untuk tanah pasir

Ap = Luas penampang dasar tiang

qp = tegangan di ujung tiang

c. $Qs=qs \cdot As=(Ns/3+1) \cdot As$ (3.46)

Keterangan,

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m2

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

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$\text{Qijin 1 tiang} = \frac{\text{Qu}}{\text{SF}} \quad (3.47)$$

2. Perencanaan Pondasi Tiang Grup

a. Perhitungan jarak tiang
untuk jarak as ke tepi pancang digunakan $2{,}5D \leq S < 3D$
untuk jarak as ke tepi tiang pancang digunakan $1{,}5D < S_1 < 2D$

b. Untuk menghitung koefisien efisiensi Ek, digunakan cara Converse – Labarre :

$$Ek = 1 - \tan^{-1}\frac{D}{S}\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right] \quad (3.48)$$

Keterangan,

D = diameter tiang pondasi
S = jarak as ke as antar tiang dalam group
m = jumlah baris tiang dalam group
n = jumlah kolom tiang dalam group

Untuk selanjutnya, bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh kepala tiang (poer) beban-beban yang bekerja adalah beban vertikal, beban horizontal, dan Momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen Pv pada sebuah tiang adalah,

$$Pv = \frac{V}{n} \pm \frac{My \cdot Xmaks}{\sum X^2} \pm \frac{Mx \cdot ymaks}{\sum y^2} \quad (3.49)$$

Keterangan,

V = beban vertikal dari kolom
n = banyaknya tiang dalam group
M_x = momen terhadap sumbu x
M_y = momen terhadap sumbu y
x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3. Daya Dukung Lateral tiang Pancang

Dalam menentukan daya dukung lateral tiang pancang terdapat dua jenis tiang diantara lain :

a. Tiang dengan kepala tidak tertahan
b. Tiang dengan kepala tertahan

Untuk setiap jenis tiang tersebut ditinjau terhadap dua keadaan jenis tanah yaitu :

a. Jenis tanah kohesip
b. Jenis tanah tidak kohesip

Cara perhitungan menganggap bahwa besaran-besaran tanah adalah sama sepanjang tiang. Perbedaan kecil dalam besaran tanah dapat diakomodasi dengan besaran rata-rata dari tanah. Mengingat ketahanan lateral ditentukan oleh lapisan permukaan sekitar kepala tiang, nilai rata-rata harus dipertimbangkan untuk mencerminkan hal tersebut.

3.2.8 Penggambaran Hasil Perencanaan

Penggambaran merupakan output akhir dari analisis struktur yang telah dilakukan. Gambar yang dihasilkan antara lain : gambar denah dan potongan struktur primer, sekunder, sambungan, pondasi, dan lain-lain.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

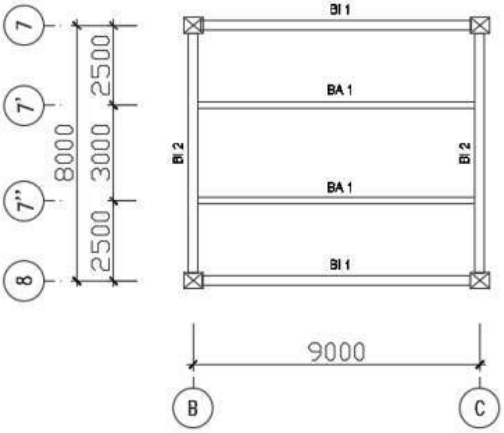
BAB IV
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pada perencanaan lantai gedung ini menggunakan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck*. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Direncanakan menggunakan satu baris penyangga selama pengerasan pelat beton
- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Bondek menggunakan tebal 0,75 mm

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap menggunakan SNI 1727:2013 dan ASCE 2002.

1) Beban Mati (Tabel C3-1. ASCE 2002)

- Berat *water proofing* = 5 kg/m^2
- Berat plafon = 5 kg/m^2
- Berat penggantung = 10 kg/m^2
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2+

q_{Dtotal} = 39,1 kg/m^2

2) Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
   - Lantai atap q_{Latap} = 96 kg/m^2
3) Beban Berguna
   - q = qD + qL
     = 39,1 + 96
     = 135,1/m^2≈ 200 kg/m^2
     (mengikuti brosur)
4) Data-data Perencanaan Pelat Bondek
   Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative dengan satu baris penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:
   - Bentang = 3 m
   - Beban berguna = 200 kg/m^2
   - Tulangan negatif = 2,51cm^2/m
   - Tebal pelat beton = 0,09 m
   - Digunakan tulangan = Ø10

   Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

   - n = Luas yang dibutuhkan / Luas tulangan dipasang
   - $n = \frac{2,51}{\frac{1}{4}\pi d^2} = \frac{2,51}{\frac{1}{4}.\pi.1^2} = 3,197 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$
   - Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{4+1}$ = 200 mm
   - Tulangan susut suhu digunakan tulangan Ø8 (As = 0,503 cm^2)

     $d = tp - \text{selimut beton} - \frac{\phi \text{tul. utama}}{2}$

$$= 90 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{8 \text{ mm}}{2} = 66 \text{ mm}$$

Digunakan besi tulangan fy 240 Mpa

$\rho_{min} = 0{,}0020$ (SNI 2847-2013 Pasal 14.3.3 (c))

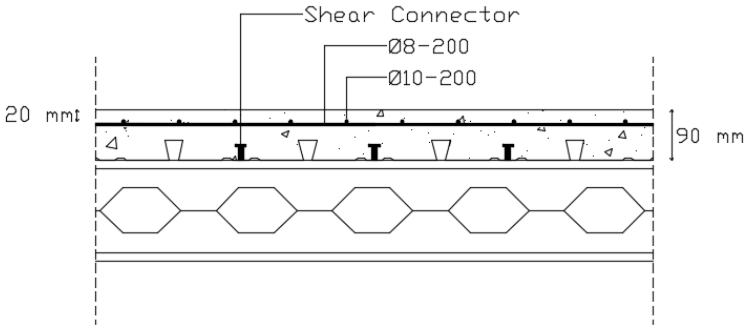
Maka, $As_{min} = \rho_{min}.b.d = 0{,}0020 \times 1000 \times 66$
$= 132 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap tinjauan 1 meter

$$n_{tul} = \frac{\text{As min}}{\text{As 1.tul}} = \frac{132}{50,\ 24} = 2{,}627 \text{ bh} \approx 4 \text{ bh}$$

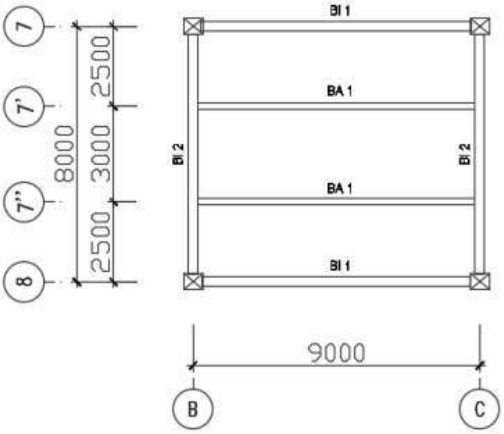
Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4\text{-}1} = 333{,}3 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$

Maka, untuk pelat lantai atap ukuran 9m x 8m dipasang tulangan negatif Ø10-200 mm dan tulangan susut suhu Ø8-200 mm.



Gambar 4.2 Penulangan Bondek Atap

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Asrama



Gambar 4.3 Pelat Lantai Asrama

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai asrama menggunakan SNI 1727:2013 dan ASCE 2002.

1) Beban Mati (Tabel C3-1. ASCE 2002)
   - Berat keramik + spesi = 110 kg/m^2
   - Berat plafon = 5 kg/m^2
   - Berat penggantung = 10 kg/m^2
   - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2+

   q_{Dtotal} = 144,1 kg/m^2
2) Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
   - Lantai atap q_{Latap} = 192 kg/m^2
3) BebanBerguna
   - q = qD + qL
     = 144,1 + 192
     = 336,1/m^2≈ 400 kg/m^2
     (mengikuti brosur)
4) Data-data Perencanaan Pelat Bondek
   Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative dengan satu baris penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:

- Bentang = 3 m
- Beban berguna = 400 kg/m^2
- Tulangan negatif = 3,25cm^2/m
- Tebal pelat beton = 0,10 m
- Digunakan tulangan = Ø 10

Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

- n = $\frac{\text{Luas yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
- n = $\frac{3,25}{\frac{1}{4}\pi d^2} = \frac{3,25}{\frac{1}{4}.\pi.1^2} = 4,14$ buah$\approx$ 5 buah
- Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{5+1} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- Tulangan susut suhu digunakan tulangan Ø 8 (As = 0,503 cm^2)

$$d = tp - \text{selimut beton} - \frac{\phi \text{tul. utama}}{2}$$

$$= 100 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{8 \text{ mm}}{2} = 76 \text{ mm}$$

Digunakan besi tulangan fy 240 Mpa

$\rho_{min} = 0,0020$ (SNI 2847-2013 Pasal 14.3.3 (c))

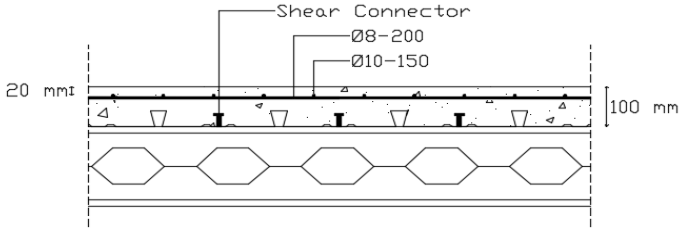
Maka, $As_{min} = \rho_{min}.b.d = 0,0020 \times 1000 \times 76$
$= 152 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap tinjauan 1 meter

$$n_{tul} = \frac{\text{As min}}{\text{As 1.tul}} = \frac{152}{50,24} = 3,025 \text{ bh} \approx 5 \text{ bh}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s=\frac{1000}{5\text{-}1}=250 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Maka, untuk pelat lantai atap ukuran 9m x 8m dipasang tulangan negatif Ø10-150 mm dan tulangan susut suhu Ø8-200 mm.



Gambar 4.4 Penulangan Bondek Asrama

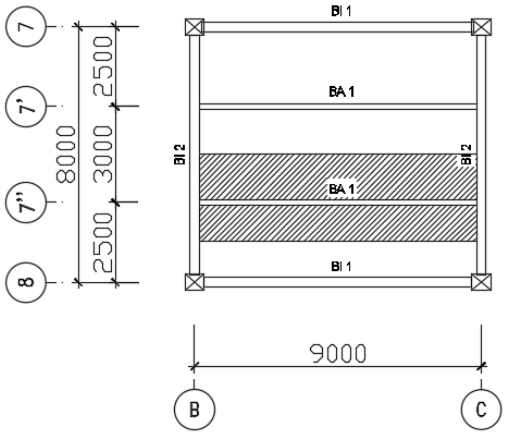
4.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi untuk membagi luasan agar tidak terlalu lebar sehingga masih mempunyai kekakuan yang lebih baik untuk memikul beban yang terjadi, posisinya berada menumpu diatas dua tumpuan sederhana. Pada modifikasi ini digunakan balok anak *castellated beam* karena bentang yang digunakan panjangnya lebih dari 6 m.

4.2.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap (BA 1)

Balok anak lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan Fy 250 Mpa (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

w	= 49,6 kg/m	r	= 14 mm
d	= 350 mm	Zx	= 841 cm^3
bf	= 175 mm	Zy	= 172 cm^3
tw	= 7 mm	ix	= 14,7 cm
tf	= 11 mm	iy	= 3,95 cm
Ix	= 13600cm^4	h	= d-2(tf+r)
Iy	= 984 cm^4		= 300 mm
E	= 200000 MPa		



Gambar 4.5 Denah Pembebanan Balok Lantai Atap (BA 1)

1) Cek Penampang
   - Pelat Sayap

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{174}{2\times 11} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

7,95≤10,75 (Penampang Kompak)

   - Pelat Badan

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{300}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

42,86≤106,35 (Penampang Kompak)

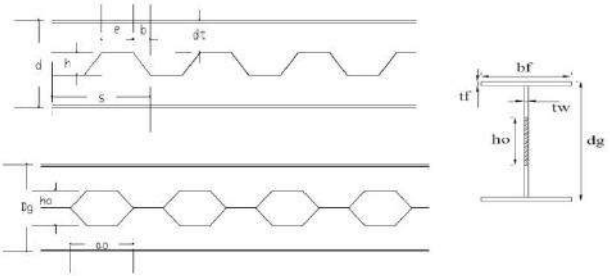
Karena penampang kompak, maka Mn= Mp

Mp=Mn =Zx×fy= 841 × 2500

= 2102500 kg.cm = 21025 kg.m

Ø Mn =0,9×Mn=0,9×2102500
=1892250 kg.cm=18922,5 kg.m

2) Profil *Castellated Beam*



Gambar 4.6 Detail Potongan *Castellated Beam*

- Ø = 60^0
- Tan Ø = 1,73

Dimensi profil *castellated beam*:

- K_1 = 1.25
- h = d(K_1-1) = 350 × (1,25-1) = 87,5 mm
- dg = d+h = 300 + 87,5 = 437,5 mm
- $b = \frac{h}{tg\phi} = \frac{87,5}{1,73}$ =50,5 mm
- dt = st $= \frac{dg-2tf}{2} - h = \frac{437,5-(2\times11)}{2} - 87,5$ = 120,3 mm
- e = 2h = 2 × 87,5 = 175 mm
- a_0 = 2b + e = 2 × 50,5 + 175= 276 mm
- h_0 = 2h = e = 175 mm

Maka, profil WF menjadi profil *castellated* 437,5×175×7×11 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 437,5	mm	h_0	= 175	mm
bf	= 175	mm	a_0	= 276	mm
tw	= 7	mm	r	= 14	mm
tf	= 11	mm	h	= 387,5	mm

a) Ix dan Zx *Castellated* Tanpa Lubang

$$Ix = \frac{1}{12} b.d_g^{\,3} - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b - t_w}{2} \right) \left(d_g - 2t_f \right)^3 \right)$$

$$= \frac{1}{12}.175.437{,}5^3 - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{175 - 7}{2} \right) \left(437{,}5 - 2.11 \right)^3 \right)$$

$$= 216963417{,}1 \text{ mm}^4 = 21696{,}34 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\frac{1}{4} \times b \times d_g^{\,2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \times \left(d_g - 2t_f \right)^2 \right)$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 175 \times 437{,}5^2 \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{175-7}{2} \right) \times \left(437{,}5 - 2.11 \right)^2 \right)$$

$$= 1123132{,}9 \text{ mm}^3 = 1123{,}13 \text{ cm}^3$$

b) Ix dan Zx *Castellated* Lubang

$$Ix = \frac{1}{12} b.d_g^{\,3} - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b - t_w}{2} \right) \left(d_g - 2t_f \right)^3 \right) - \left(\frac{1}{12} \times t_w \times h_o^{\,3} \right)$$

$$= \frac{1}{12}.175.437{,}5^3 - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{175-7}{2} \right) \left(437{,}5 - 2.11 \right)^3 \right) - \left(\frac{1}{12} \times 7 \times 175^3 \right)$$

$$= 213837115 \text{ mm}^4 = 21383{,}7 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\frac{1}{4} \times b \times d_g^{\,2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \times \left(d_g - 2t_f \right)^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times t_w \times h_0^{\,2} \right)$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 175 \times 437{,}5^2 \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{175-7}{2} \right) \times \left(437{,}5 - 2.11 \right)^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times 7 \times 175^2 \right)$$

$$= 1069539{,}2 \text{ mm}^3 = 1069{,}54 \text{ cm}^3$$

3) Beban-beban Yang Bekerja

a) Beban Mati

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m^2
- Berat sendiri pelat beton 0,09x2400 = 216 kg/m^2
- Berat *waterproofing* = 5 kg/m^2
- Berat plafon = 5 kg/m^2

- Berat penggantung = 10 kg/m^2
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2 +

q_D = 265,2kg/m^2

- W_{Profil} = 49,9 kg/m
- q_{Dtotal} = (q_D x panjang tributari)+ W_{profil}

= (265,2 kg/m^{2}x ($^{2,5m}/_{2}$ + $^{3m}/_{2}$)) + 49,6kg/m

= 778,9 kg/m

b) Beban Hidup

q_{Ltotal} = ($^{2,5m}/_{3}$ + $^{3m}/_{2}$) x 96kg/m^2

= 264 kg/m

c) Kombinasi Pembebanan

q_u = (1,2 x q_{Dtotal}) + (1,6 x q_{Ltotal})

= (1,2 x 778,9 kg/m) + (1,6 x 264 kg/m)

= 1357,08 kg/m

4) Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

a) Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1357,08 \times 9^2 = 13740,4 \text{ kg.m}$$

b) Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 1357,08 \times 9 = 6106,86 \text{ kg}$$

5) Kontrol Kuat Momen Lentur

a) Ketika Solid

- Kontrol Pelat Sayap (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{175}{2 \times 11} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

7,95 < 10,75 (Penampang Kompak)

- Kontol pelat badan (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{387,5}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

55,3 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (solid)

Mp=M_n= Z_x x F_y =1123,13 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 2807832,34 kg.cm =28078,3 kg.m
Ø Mn = 0,9 x M_n = 0,9 x 2807832,34 kg.cm
=2527049,11 kg.cm = 25270,5 kg.m
Kontrol Ø Mn≥ Mu
25270,5 kg.m > 13740,4 kg.m **(OK)**

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp = 196,63 cm ┐ Dari Tabel (Lp & Lr)
Lr = 570,59 cm ┘
Lb < Lp → Bentang Pendek

Karena bentang pendek, maka :
Mp=M_n= Z_x x F_y =1123,13 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 2807832,34 kg.cm =28078,3 kg.m
Ø Mn = 0,9 x M_n = 0,9 x 2807832,34 kg.cm
=2527049,11 kg.cm = 25270,5 kg.m
Kontrol Ø Mn≥ Mu
25270,5 kg.m > 13740,4 kg.m **(OK)**

b) Ketika Lubang

- Kontol pelat badan (Lubang)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h\text{-}h_o}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{387,5-175}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

30,35 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (Lubang)

$$Mn = Mp\text{-}fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4}+e\right)$$

$Mp = Z_x \text{ x } F_y = 1069{,}5 \text{ cm}^3 \text{ x } 2500 \text{ kg/cm}^2$
$= 2673847{,}97 \text{ kg.cm} = 26738{,}48 \text{ kg.m}$

$\triangle As = h_o \times tw = 17{,}5 \times 0{,}7 = 12{,}25 \text{ cm}^2$

$$Mn = Mp\text{-}fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4}+e\right)$$

$$= 2673848\text{-}2500 \times 12{,}25 \times \left(\frac{17{,}5}{4}+0\right)$$

$= 2539863{,}6 \text{ kg.cm}$

$Ø\ Mn = 0{,}9 \text{ x } M_n = 0{,}9 \text{ x } 2539863{,}6 \text{ kg.cm}$
$= 2285877 \text{ kg.cm} = 22858{,}77 \text{ kg.m}$

Kontrol Ø Mn≥ Mu
22858,77 kg.m ≥ 13740,435kg.m **(OK)**

6) Kontrol Kuat Geser
Syarat ASCE 3.2 hal 3326-3327

$$\frac{dg\text{-}2tf}{tw} \le \frac{1365}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{437{,}5-2.11}{7} \le \frac{1365}{\sqrt{250}} \rightarrow 59{,}35 \le 86{,}33 \textbf{(OK)}$$

$$\frac{dg\text{-}2tf}{tw} \le \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{437{,}5-2.11}{7} \le \frac{1100}{\sqrt{250}} \rightarrow 59{,}35 \le 69{,}57 \textbf{(OK)}$$

Maka pelat badan termasuk plastis.

a) Perbandingan Lebar Terhadap Tinggi Lubang

$$\frac{a_0}{h_0} < 3 = \frac{276}{175} = 1{,}57 < 3 \textbf{ (OK)}$$

b) Parameter Lubang

$$Po = \frac{a_0}{h_0} + \frac{6h_0}{d} = 1{,}57 + \frac{6x175}{437{,}5} = 3{,}98 < 5{,}6 \textbf{ (OK)}$$

(Balok Non Komposit = 5,6)

c) Kapasitas Geser Nominal Maksimum Pada Lubang

Vnt ≤ Vpt

$$Vpt = \frac{f_y \times t_w \times d_t}{\sqrt{3}} = 2500 \times 0{,}7 \times \frac{12{,}03}{\sqrt{3}} = 12149{,}6 \text{ kg}$$

$\mu = 0$

$$V = \frac{a_0}{d_T} = \frac{276}{120{,}3} = 2{,}3$$

$$\frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{6}+0}{2{,}3+\sqrt{3}} = 0{,}61 \leq 1{,}00 \text{ (**OK**)}$$

$$Vnt = \frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} \times Vpt = \frac{\sqrt{6}+0}{2{,}3+\sqrt{3}} \times 12149{,}61$$

$$= 7389{,}1 \leq 12149{,}6 \text{ (**OK**)}$$

$$Vn = \Sigma Vnt = 2 \times Vnt = 2 \times 7389{,}1 = 14778{,}32 \text{ kg}$$

$$Ø\ Vn = 0{,}9 \times Vn = 0{,}9 \times 14778{,}32 = 13300{,}5 \text{ kg}$$

Kontrol, Ø Vn ≥ Vu =13300,5 kg ≥ 6106,9kg (**OK**)

7) Persamaan Interaksi

$$\left(\frac{M_u}{\Phi M_n}\right)^3 + \left(\frac{V_u}{\Phi V_n}\right)^3 \leq 1{,}0$$

$$\left(\frac{13740{,}4}{22858{,}77}\right)^3 + \left(\frac{6106{,}86}{13300{,}48}\right)^3 \leq 1{,}0$$

$0{,}31 \leq 1{,}00$ (**OK**)

8) Kontrol Jarak Antar Lubang

$S = 2(b+e) = 2 \times (50{,}5+175) = 451$ mm

$S \geq h_0 = 451 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm}$ **(OK)**

$S \geq a_0 = 451 \text{ mm} \geq 276 \text{ mm}$ **(OK)**

$$Vp = \frac{fy \times tw \times dg}{\sqrt{3}} = \frac{2500 \times 0{,}7 \times 43{,}7}{\sqrt{3}} = 44203{,}38 \text{ kg}$$

$$S \geq a_0 \left(\frac{\frac{Vu}{\phi Vp}}{1-\frac{Vu}{\phi Vp}} \right)$$

$$451 \geq 276 \times \left(\frac{\frac{6106,9}{0,9 \times 44203,38}}{1-\frac{6106,9}{0,9 \times 44203,38}} \right)$$

378,87 mm ≥ 50,06 mm **(OK)**

9) Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2,5cm$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_d + q_L) \times L^4}{E \times I_x}$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{(7,789+2,64) \times 900^4}{2000000 \times \left(\frac{21696,34 + 21383,71}{2} \right)}$$

= 2,1 cm

f terjadi ≤ f ijin = 2,1 cm ≤ 2,5 cm **(OK)**

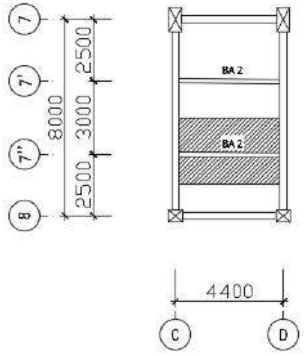
Jadi Profil *Castellated Beam* 437,5 × 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak lantai atap.

4.2.2 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap (BA 2)

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 250 x 125 x 5 x 8, dengan data- data sebagai berikut:

w	= 25,7	kg/m	r	= 12	mm
d	= 248	mm	Zx	= 305	cm^3

bf	= 124	mm	Sx	= 285	cm^3
tw	= 5	mm	ix	= 10,4	cm
tf	= 8	mm	iy	= 2,79	cm
Ix	= 3540	cm^4	h	= d-2(tf+r)	
Iy	= 255	cm^4		= 208	mm
E	= 200000 MPa				



Gambar 4.7 Denah Pembebanan Balok Lantai Atap (BA 2)

1) Beban-beban Yang Bekerja
   a) Beban Mati
      - Berat pelat bondek = 10,1 kg/m^2
      - Berat sendiri pelat beton 0,09x2400 = 216 kg/m^2
      - Berat *waterproofing* = 5 kg/m^2
      - Berat plafon = 5 kg/m^2
      - Berat penggantung = 10 kg/m^2
      - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2 +
        q_D = 265,2kg/m^2
      - W_{Profil} = 49,9 kg/m
      - q_{Dtotal} = (q_D x panjang tributari)+ W_{profil}
        = $(265{,}2\ kg/m^2 \times (\frac{2{,}5m}{2} + \frac{3m}{2})) + 25{,}7kg/m$
        = 755 kg/m
   b) Beban Hidup
      q_{Ltotal} = $(\frac{2{,}5m}{3} + \frac{3m}{2}) \times 96kg/m^2$ = 264 kg/m

c) Kombinasi Pembebanan

q_u = (1,2 x q_{Dtotal}) + (1,6 x q_{Ltotal})
= (1,2 x 755 kg/m) + (1,6 x 264 kg/m)
= 1328,4 kg/m

2) Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

a) Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1328,4 \times 4,4^2 = 3214,7 \text{ kg.m}$$

b) Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 1328,4 \times 4,4 = 2922,48 \text{ kg}$$

c) Reaksi perletakan

$$Ra = Rb = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 1328,4 \times 4,4 = 2922,48 \text{ kg}$$

3) Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{124}{2 \times 8} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

7,75 < 10,75 (Penampang Kompak)

- Kontol pelat badan (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{208}{5} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

41,6 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (solid)

Mp=M_n= Z_x x F_y = 305 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 762500 kg.cm = 7625 kg.m

Ø Mn = 0,9 x M_n = 0,9 x 762500 kg.cm
= 686250 kg.cm = 6862,5 kg.m

Kontrol Ø Mn≥ Mu
6862,5 kg.m > 3214,7 kg.m **(OK)**

4) Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp = 138,9 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)
Lr = 404,5 cm
$Lb < Lp \rightarrow$ Bentang Pendek
Karena bentang pendek, maka :
$Mp=M_n= Z_x \times F_y = 305\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$
$= 762500\ kg.cm = 7625\ kg.m$
$Ø\ Mn = 0,9 \times M_n = 0,9 \times 762500\ kg.cm$
$= 686250\ kg.cm = 6862,5\ kg.m$
Kontrol Ø Mn≥ Mu
6862,5 kg.m > 3214,7 kg.m **(OK)**

5) Kontrol Geser
Vu = 2922,5 kg

$$\frac{h}{tw} \le 1,1\sqrt{k_v \frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{208}{5} \le 1,1\sqrt{5 \times \frac{200000}{250}}$$

$41,6 \le 69,570 \rightarrow$ plastis
h/tw <260 maka, $k_v = 5$ (SNI 1729:2015, Pasal G2.1)
maka, $C_v = 1,00$ sehingga
Maka, $ØV_n = 0,9 \times (0,6\ f_y\ A_w\ C_v)$
$= 0,9 \times (0,6 \times 2500 \times (12,4 \times 0,5) \times 1,0$
$=9300$ kg
Syarat : $Ø\ V_n \ge V_u$
9300 kg ≥ 2922,5 kg **(OK)**

6) Kontrol Lendutan

$$f\,ijin = \frac{L}{360} = \frac{440}{360} = 1{,}22 \text{ cm}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times Ix}$$

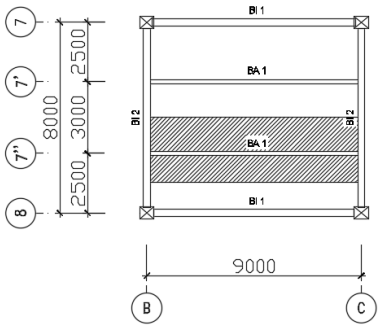
$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \times \frac{(7{,}55+2{,}64) \times 440^4}{2000000 \times 3540} = 0{,}7 \text{ cm}$$

Maka, profil WF 250 x 125 x 5 x 8 dapat digunakan sebagai balok anak atap (BA 2)

4.2.3 Perencanaan Balok Anak Lantai Asrama (BA 1)

Balok anak lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 7 x 11, dengan Fy 250 Mpa (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

w	= 56,6 kg/m	r	= 16 mm
d	= 396 mm	Zx	= 1088 cm^3
bf	= 199 mm	Zy	= 222 cm^3
tw	= 7 mm	ix	= 16,7 cm
tf	= 11 mm	iy	= 4,18 cm
Ix	= 20000cm^4	h	= d-2(tf+r)
Iy	= 1450 cm^4		= 342 mm
E	= 200000 MPa		



Gambar 4.8 Denah Pembebanan Balok Lantai Asrama (BA 1)

1) Cek Penampang

- Pelat Sayap

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{199}{2\times 11} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

9,05≤10,75 (Penampang Kompak)

- Pelat Badan

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{342}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

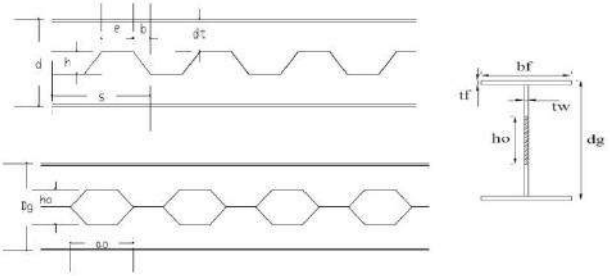
48,86≤106,35 (Penampang Kompak)

Karena penampang kompak, maka Mn= Mp

Mp=Mn =Zx×fy= 1088 × 2500
=2720000 kg.cm = 27200 kg.m

Ø Mn =0,9×Mn=0,9×2720000
=2448000 kg.cm=24480 kg.m

2) Profil *Castellated Beam*



Gambar 4.9 Detail Potongan *Castellated Beam*

- Ø = 60^0
- Tan Ø = 1,73

Dimensi profil *castellated beam*:

- K_1 = 1.25
- h = d(K_1-1) = 396× (1,25-1) = 99 mm
- dg = d+h = 396 + 99 = 495 mm
- $b = \frac{h}{tg\phi} = \frac{99}{1,73} = 57,15$ mm
- $dt = st = \frac{dg-2tf}{2} - h = \frac{495-(2\times11)}{2} - 99 = 137,5$ mm
- e = 2h = 2 × 99 = 198 mm
- a_0 = 2b + e = 2 × 57,15 + 198 = 312,3 mm
- h_0 = 2h = e = 198 mm

Maka, profil WF menjadi profil *castellated* 495×200×7×11 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 495	mm	h_0	= 198	mm
bf	= 200	mm	a_0	= 312,3	mm
tw	= 7	mm	r	= 16	mm
tf	= 11	mm	h	= 441	mm

c) Ix dan Zx *Castellated* Tanpa Lubang

$$Ix = \frac{1}{12} b.d_g^{\,3} - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b - t_w}{2} \right) \left(d_g - 2t_f \right)^3 \right)$$

$$= \frac{1}{12}.199.495^3 - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{199 - 7}{2} \right) \left(495 - 2.11 \right)^3 \right)$$

$$= 318167896{,}8 \text{ mm}^4 = 31816{,}79 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\frac{1}{4} \times b \times d_g^{\,2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \times \left(d_g - 2t_f \right)^2 \right)$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 199 \times 495 \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{199 - 7}{2} \right) \times \left(495 - 2.11 \right)^2 \right)$$

$$= 1451001{,}75 \text{ mm}^3 = 1451 \text{ cm}^3$$

d) Ix dan Zx *Castellated* Lubang

$$Ix = \frac{1}{12} b.d_g^{\,3} - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b - t_w}{2} \right) \left(d_g - 2t_f \right)^3 \right) - \left(\frac{1}{12} \times t_w \times h_o^{\,3} \right)$$

$$= \frac{1}{12}.199.495^3 - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{199 - 7}{2} \right) \left(495 - 2.11 \right)^3 \right) - \left(\frac{1}{12} \times 7 \times 198^3 \right)$$

$$= 313639834{,}8 \text{ mm}^4 = 31363{,}98 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\frac{1}{4} \times b \times d_g^{\,2} \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \times \left(d_g - 2t_f \right)^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times t_w \times h_0^{\,2} \right)$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 199 \times 495 \right) - \left(2 \times \frac{1}{4} \times \left(\frac{199 - 7}{2} \right) \times \left(495 - 2.11 \right)^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times 7 \times 198^2 \right)$$

$$= 1382394{,}75 \text{ mm}^3 = 1382{,}39 \text{ cm}^3$$

3) Beban-beban Yang Bekerja

a) Beban Mati

- Berat pelat bondek = 10,1 kg/m^2
- Berat sendiri pelat beton 0,09x2400 = 216 kg/m^2
- Berat keramik+spesi = 110 kg/m^2
- Berat plafon = 5 kg/m^2
- Berat penggantung = 10 kg/m^2

- Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2 +
  q_D = 394,2 kg/m^2
- W_{Profil} = 69,2 kg/m
- q_{Dtotal} = (q_D x panjang tributari)+ W_{profil}
  = (394,2 kg/m^{2}x ($\frac{2,5m}{2} + \frac{3m}{2}$)) + 56,6kg/m
  = 1140,65 kg/m

b) Beban Hidup

q_{Ltotal} = ($\frac{2,5m}{3} + \frac{3m}{2}$) x 192 kg/m^2
= 528 kg/m

c) Kombinasi Pembebanan

q_u = (1,2 x q_{Dtotal}) + (1,6 x q_{Ltotal})
= (1,2 x 1140,65 kg/m) + (1,6 x 528 kg/m)
= 2213,58 kg/m

4) Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

a) Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2213,58 \times 9^2 = 22412,49 \text{ kg.m}$$

b) Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 2213,58 \times 9 = 9961,11 \text{ kg}$$

5) Kontrol Kuat Momen Lentur

a) Ketika Solid

- Kontrol Pelat Sayap (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{199}{2 \times 11} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

9,05 < 10,75 (Penampang Kompak)

- Kontol pelat badan (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{441}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

63 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (solid)

$Mp=M_n= Z_x \times F_y = 1451\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$
$= 3627504,375\ kg.cm = 36275,04\ kg.m$
$Ø\ Mn = 0,9 \times M_n = 0,9 \times 3627504,375\ kg.cm$
$= 3264753,9\ kg.cm = 32647,5\ kg.m$

Kontrol Ø Mn≥ Mu
32647,53 kg.m > 22412,49 kg.m **(OK)**

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp = 223,02 cm ┐ Dari Tabel (Lp & Lr)
Lr = 622,86 cm ┘
$Lb < Lp \rightarrow$ Bentang Pendek

Karena bentang pendek, maka :
$Mp=M_n= Z_x \times F_y = 1451\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$
$= 3627504,375\ kg.cm = 36275,04\ kg.m$
$Ø\ Mn = 0,9 \times M_n = 0,9 \times 3627504,375\ kg.cm$
$= 3264753,9\ kg.cm = 32647,5\ kg.m$

Kontrol Ø Mn≥ Mu
32647,53 kg.m > 22412,49 kg.m **(OK)**

b) Ketika Lubang

- Kontol pelat badan (Lubang)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h\text{-}h_o}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{441-198}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

34,7 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (Lubang)

$$Mn = Mp\text{-}fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4}+e\right)$$

$Mp = Z_x \times F_y = 1382{,}4\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$
$= 3455987\ kg.cm = 34559{,}87\ kg.m$

$\triangle As = h_o \times tw = 19{,}8 \times 0{,}7 = 13{,}86\ cm^2$

$$Mn = Mp\text{-}fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4}+e\right)$$

$$= 3455987\text{-}2500 \times 13{,}86 \times \left(\frac{19{,}8}{4}+0\right)$$

$= 3284469{,}4\ kg.cm$

$Ø\ Mn = 0{,}9 \times M_n = 0{,}9 \times 3284469{,}4\ kg.cm$
$= 2956022\ kg.cm = 29560{,}2\ kg.m$

Kontrol Ø Mn≥ Mu
29560,2 kg.m ≥22412,5 kg.m **(OK)**

6) Kontrol Kuat Geser
Syarat ASCE 3.2 hal 3326-3327

$$\frac{dg\text{-}2tf}{tw} \le \frac{1365}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{495-2.11}{7} \le \frac{1365}{\sqrt{250}} \rightarrow 67{,}6 \le 86{,}33$$ **(OK)**

$$\frac{dg\text{-}2tf}{tw} \le \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{495-2.11}{7} \le \frac{1100}{\sqrt{250}} \rightarrow 67{,}6 \le 69{,}57$$ **(OK)**

Maka pelat badan termasuk plastis.

a) Perbandingan Lebar Terhadap Tinggi Lubang

$$\frac{a_0}{h_0} < 3 = \frac{312{,}3}{198} = 1{,}57 < 3$$ **(OK)**

b) Parameter Lubang

$$Po = \frac{a_0}{h_0} + \frac{6h_0}{d} = 1{,}57 + \frac{6x198}{495} = 3{,}98 < 5{,}6$$ **(OK)**

(Balok Non Komposit = 5,6)

c) Kapasitas Geser Nominal Maksimum Pada Lubang

Vnt ≤ Vpt

$$Vpt = \frac{f_y \times t_w \times d_t}{\sqrt{3}} = 2500 \times 0{,}7 \times \frac{13{,}75}{\sqrt{3}} = 13892{,}5 \text{ kg}$$

$\mu = 0$

$$V = \frac{a_0}{d_T} = \frac{312{,}3}{137{,}5} = 2{,}27$$

$$\frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{6}+0}{2{,}27+\sqrt{3}} = 0{,}61 \le 1{,}00 \text{ (**OK**)}$$

$$Vnt = \frac{\sqrt{6}+\mu}{v+\sqrt{3}} \times Vpt = \frac{\sqrt{6}+0}{2{,}27+\sqrt{3}} \times 13892{,}5$$

$$= 8500{,}1 \le 13892{,}5 \text{ (**OK**)}$$

$$Vn = \Sigma Vnt = 2 \times Vnt = 2 \times 8500{,}1 = 17000{,}2 \text{ kg}$$

$$\emptyset\ Vn = 0{,}9 \times Vn = 0{,}9 \times 17000{,}2 = 15300{,}1 \text{ kg}$$

Kontrol, $\emptyset\ Vn \ge Vu = 15300{,}1 \text{ kg} \ge 9961{,}1 \text{ kg}$ (**OK**)

7) Persamaan Interaksi

$$\left(\frac{M_u}{\Phi M_n}\right)^3 + \left(\frac{V_u}{\Phi V_n}\right)^3 \le 1{,}0$$

$$\left(\frac{22412{,}5}{29560{,}2}\right)^3 + \left(\frac{9961{,}11}{15300{,}14}\right)^3 \le 1{,}0$$

$0{,}71 \le 1{,}00$ (**OK**)

8) Kontrol Jarak Antar Lubang

$S = 2(b+e) = 2 \times (57{,}2+198) = 510{,}3$ mm

$S \ge h_0 = 510{,}3 \text{ mm} \ge 198 \text{ mm}$ **(OK)**

$S \ge a_0 = 510{,}3 \text{ mm} \ge 312{,}2 \text{ mm}$ **(OK)**

$$Vp = \frac{fy \times tw \times dg}{\sqrt{3}} = \frac{2500 \times 0{,}7 \times 49{,}5}{\sqrt{3}} = 50012{,}97 \text{ kg}$$

$$S \geq a_0 \left(\frac{\frac{Vu}{\phi Vp}}{1-\frac{Vu}{\phi Vp}} \right)$$

$$510,3 \geq 312,3 \times \left(\frac{\frac{9961,1}{0,9 \times 50012,97}}{1-\frac{9961,1}{0,9 \times 50012,97}} \right)$$

510,3 mm ≥ 88,76 mm **(OK)**

9) Kontrol Lendutan

fijin $= \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2,5cm$

fterjadi $= \frac{5}{384} \times \frac{(q_d + q_L) \times L^4}{E \times I_x} =$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(11,4+5,28) \times 900^4}{2000000 \times \left(\frac{31816,8 + 31363,98}{2} \right)}$$

= 2,26 cm

f terjadi ≤ f ijin = 2,26 cm ≤ 2,5 cm **(OK)**

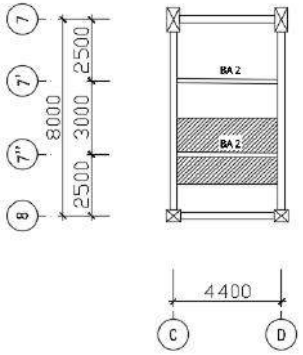
Jadi Profil *Castellated Beam* 495 × 200 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak lantai asrama BA 1.

4.2.4 Perencanaan Balok Anak Lantai Asrama (BA 2)

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 250 x 175 x 7 x 11, dengan data- data sebagai berikut:

w	= 44,1	kg/m	r	= 16	mm
d	= 244	mm	Zx	= 535	cm^3
bf	= 175	mm	Sx	= 503	cm^3

tw	= 7	mm	ix	= 10,4 cm
tf	= 11	mm	iy	= 4,18 cm
Ix	= 6120	cm^4	h	= d-2(tf+r)
Iy	= 984	cm^4		= 190 mm
E	= 200000 MPa			



Gambar 4.10 Denah Pembebanan Balok Lantai Asrama (BA 2)

1) Beban-beban Yang Bekerja
   a) Beban Mati
      - Berat pelat bondek = 10,1 kg/m^2
      - Berat sendiri pelat beton 0,1x2400 = 240 kg/m^2
      - Berat keramik+spesi = 110 kg/m^2
      - Berat plafon = 5 kg/m^2
      - Berat penggantung = 10 kg/m^2
      - Berat *ducting* dan *plumbing* = 19,1 kg/m^2 +
        q_D = 394,2kg/m^2
      - W_{Profil} = 49,9 kg/m
      - q_{Dtotal} = (q_D x panjang tributari)+ W_{profil}
        $= (394{,}2\ kg/m^2 x\ (\frac{2{,}5m}{2} + \frac{3m}{2})) + 44{,}1kg/m$
        = 1128,15kg/m
   b) Beban Hidup
      q_{Ltotal} $= (\frac{2{,}5m}{3} + \frac{3m}{2})\ x\ 192kg/m^2$ = 528 kg/m

c) Kombinasi Pembebanan

q_u = (1,2 x q_{Dtotal}) + (1,6 x q_{Ltotal})
= (1,2 x 1128,15 kg/m) + (1,6 x 528kg/m)
= 2198,58 kg/m

2) Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

a) Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2198,58 \times 4,4^2 = 5320,56 \text{ kg.m}$$

b) Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 2198,58 \times 4,4 = 4836,9 \text{ kg}$$

c) Reaksi perletakan

$$Ra = Rb = \frac{1}{2} \times qu \times L = \frac{1}{2} \times 2198,58 \times 4,4 = 4836,9 \text{ kg}$$

3) Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Pelat Sayap

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{175}{2 \times 11} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

7,95 < 10,75 (Penampang Kompak)

- Kontol pelat badan

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{190}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

27,14 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (solid)

Mp=M_n= Z_x x F_y = 535 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 1337500 kg.cm = 13375 kg.m

Ø Mn = 0,9 x M_n = 0,9 x 1337500 kg.cm
= 1203750 kg.cm =12037,5 kg.m

Kontrol Ø Mn≥ Mu
12037,5 kg.m > 5320,56 kg.m **(OK)**

4) Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm

Lp = 208,08 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)
Lr = 689,2 cm
Lb < Lp → Bentang Pendek
Karena bentang pendek, maka :
Mp=M_n= Z_x x F_y = 535 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 1337500 kg.cm = 13375 kg.m
Ø Mn = 0,9 x M_n = 0,9 x 1337500 kg.cm
= 1203750 kg.cm =12037,5 kg.m
Kontrol Ø Mn≥ Mu
12037,5 kg.m > 5320,56 kg.m **(OK)**

5) Kontrol Geser
Vu =4836,88 kg

$$\frac{h}{tw} \leq 1{,}1\sqrt{k_v \frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{190}{7} \leq 1{,}1\sqrt{5 \times \frac{200000}{250}}$$

$27{,}14 \leq 69{,}570 \rightarrow$ plastis
h/tw <260 maka, k_v = 5 (SNI 1729:2015, Pasal G2.1)
maka, C_v = 1,00 sehingga
Maka, ØV_n = 0,9 × (0,6 f_y A_w C_v)
= 0,9 × (0,6 x 2500 x (17,5 x 0,7) ×1,0
=18375 kg

Syarat : Ø $V_n \geq V_u$
18375 kg ≥ 4836,9 kg **(OK)**

6) Kontrol Lendutan

$$f\ ijin = \frac{L}{360} = \frac{440}{360} = 1{,}22\ cm$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times Ix}$$

$$f_{terjadi} = \frac{5}{384} \times \frac{(11{,}28+5{,}28) \times 440^4}{2000000 \times 6120} = 0{,}66\ cm$$

Maka, profil WF 250 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak asrama (BA 2)

4.3 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Pada asrama President University ini direncanakan tangga konstruksi baja.

4.3.1 Perencanaan Tangga

1) Data teknis tangga:
   - Mutu baja = BJ 41
   - Tinggi antar lantai = 400 cm
   - Tinggi bordes = 200 cm
   - Panjang Tangga = 300 cm
   - Lebar tangga = 175 cm
   - Lebar bordes = 150 cm
   - Lebar antrede (i) = 30 cm
   - Lebar pegangan tangga = 50 cm

   Syarat perencanaan optrede dan antrede serta kemiringan tangga sebagai berikut:
   60 cm ≤ (2t + i) ≤ 65 cm

$25^O < a < 40^O$

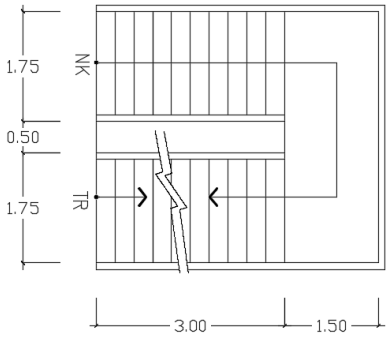
Dimana:

- t = tinggi optrede (cm)
- i = lebar antrede (cm)
- a = kemiringan tangga

Maka,

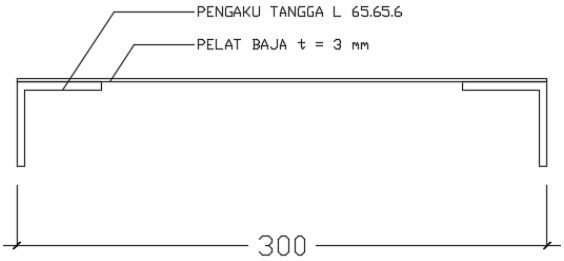
- Direncanakan tinggi optrede (t) = 17 cm
- Jumlah optrede= $\frac{\text{tinggi bordes}}{t} = \frac{200}{17}$ = 11 buah
- Jumlah antrede (n) = 11 bh – 1 = 10 buah
- Kontrol, $60\text{ cm} \le (2\times17 + 30) \le 65\text{ cm}$
  $60\text{ cm} \le 64\text{ cm} \le 65\text{ cm}$ **(OK)**

- Jadi tinggi optrede = 16,667 cm
- Kemiringan tangga(α) = $\text{arctg}\frac{200}{300}$ = $33{,}69^o$



Gambar 4.11 Denah Tangga Utama

2) Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.12 Pelat Anak Tangga

a) Perencanaan tebal anak tangga

Tebal pelat tangga	= 3 mm
Berat jenis baja	= 7850 kg/m^3
Mutu baja BJ 41, fy	= 2500 kg/cm^2

b) Perencanaan pembebanan pelat tangga

- **Beban Mati**

Berat pelat = $0,003 \times 1,75 \times 7850$	= 41,21 kg/m
Alat penyambung 10%	= 4,12 kg/m +
q_D	= 45,33 kg/m

- **Beban Hidup**

$q_L = 300$ kg/m$^2 \times 1,75$ m = 525 kg/m

- **Perhitungan Md dan Ml**

L (lebar antrede) = 0,30 m

P = 100 kg

$M_D = \frac{1}{8} \times qd \times L^2 = \frac{1}{8} \times 45,33 \times 0,30^2$ = 0,51 kg.m

$M_L = \frac{1}{8} \times ql \times L^2 = \frac{1}{8} \times 525 \times 0,30^2$ = 5,91 kg.m

$M_L = \frac{1}{4} \times pl \times L = \frac{1}{4} \times 100 \times 0{,}30$ = 7,50 kg.m

Maka yang menentukan,
M_D = 0,51 kg.m
M_L = 7,50 kg.m (yang paling besar)

- **Perhitungan Kombinasi Pembebanan M_u**

$M_u = 1{,}4 \,.\, M_D = 1{,}4 \,.\, 0{,}51$ = 0,71 kg.m
$M_u = 1{,}2M_D + 1{,}6M_L = 1{,}2.0{,}51 + 1{,}6.7{,}50$ = 12,61 kg.m
Maka yang menetukan,
M_U = 12,61 kg.m

- **Kontol Momen Lentur**

$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 175 \times 0{,}3^2$ = 3,94 cm^3

$Ø\, M_n = ØZ_x \,.\, f_y = 0{,}9 \,.\, 3{,}94 \,.\, 2500$ =8859 kg.cm
= 88,59 kg.m

Syarat, $ØM_n > M_u$ → 88,59 kg.m > 12,61 kg.m **(OK)**

- **Kontrol Lendutan**

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

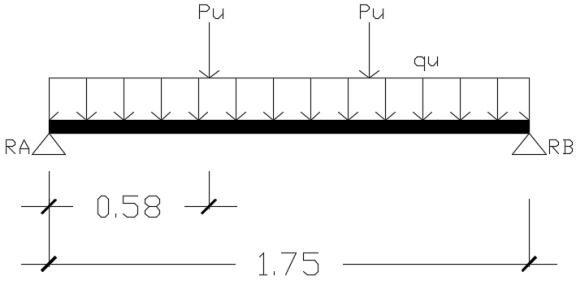
$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 175 \times 0{,}3^3$ = 0,39 cm^4

$f^o = \frac{5\left(\frac{qdl+qll}{100}\right)l^4}{384.EI_x} = \frac{5\left(\frac{45{,}33+525}{100}\right)30^4}{384.2000000.0{,}39}$ =0,076 cm

Maka, $f^o \leq f_{ijin}$ → 0,076 cm ≤ 0,125 cm **(OK)**

c) Perencanaan pengaku anak tangga
Direncanakan menggunakan profil siku 65 x 65 x 6 dengan data sebagai berikut,
w = 5,91 kg/m Ix = 29,4 cm^4

A	= 7,527	cm^2	Iy	= 29,4	cm^4
bf	= 65	mm	ix	= 1,98	cm
tw	= 6	mm	iy	= 1,98	cm
Zx	=6,27	cm^3			



Gambar 4.13 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga

- **Beban Mati ($\frac{1}{2}$ Lebar Antrede)**

Berat plat = $0,003 \times \frac{0,30}{2} \times 7850$ = 3,53 kg/m

Berat baja siku = $65 \times 65 \times 6$ = 5,91 kg/m +

= 9,44 kg/m

Alat penyambung (10%) = 0,94kg/m +

q_D = 10,39 kg/m

- **Beban Hidup ($\frac{1}{2}$ Lebar Antrede)**

q_L = 300 kg/m^2 . $\frac{0,30}{2}$ = 45 kg/m

P_L = 100 kg

- **Perhitungan Md dan Ml**

L (lebar tangga) = 1,75 m

P = 100 kg

$M_D = \frac{1}{8} \times qd \times L^2 = \frac{1}{8} \times 10,39 \times 1,75^2$ = 3,98 kg.m

M_L =merata $\frac{1}{8}\times ql\times L^2=\frac{1}{8}\times 45\times 1,75^2$ = 17,23 kg.m

M_L =terpusat $\frac{1}{3}\times P\times L=\frac{1}{3}\times 100\times 1,75$ = 58,33 kg.m

Maka yang menentukan,

M_D = 3,98 kg.m

M_L = 58,33 kg.m (yang paling besar)

$$V_u = 1,2\left(\frac{1}{2}\times qd\times L\right)+1,6\left(\frac{1}{2}\times P\times 2\right)$$

$$=1,2\left(\frac{1}{2}\times 10,39\times 1,75\right)+1,6\left(\frac{1}{2}\times 100\times 2\right)$$

= 170,91 kg

- **Perhitungan Kombinasi pembebanan M_u**

  Mu = 1,2.M_D+1,6.M_L= 1,2.3,98 + 1,6.58,33=98,1 kg.m

- **Kontrol Penampang Profil**

  Kontrol pelat sayap

  $$\lambda=\frac{bf}{tf}=\frac{65}{6}=10,833$$

  $$\lambda_p = 0,54\sqrt{\frac{E}{fy}}=0,54\sqrt{\frac{200000}{250}}=15,27$$

  $\lambda<\lambda_p \rightarrow 10,833<15,27\rightarrow$ OK (Penampang Kompak)

  Karena penampang kompak, Maka $M_n = M_P$

  M_n = Ø Z_x . f_y = 0,9 . 6,27. 2500 = 14107,5 kg.cm

  = 141,075kg.m

  ØM_n= 0,90 . 141,075kg.m = 126,96 kg.m

  Syarat,

  Ø$M_n \geq M_u \rightarrow$ 126,96 kg.m ≥ 98,1 kg.m **(OK)**

- **Kontrol Kuat Geser**

  Vu = 170,91 kg

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{65-6}{6} = 9{,}83$$

$\frac{h_w}{t_w} < 260 \rightarrow$ kv = 1 (SNI 1729:2015, Pasal G2.1)

$$1{,}10\sqrt{k_v \frac{E}{fy}} = 1{,}10\sqrt{5\frac{200000}{250}} = 69{,}57$$

k_v= 5 (SNI 1729:2015,Pasal G2.1)

9,83 < 69,57 Maka, C_v = 1

V_n = 0,6 . f_y .A_w . C_v

= 0,6 . 2500 . (6,5.0,6) . 1

= 5850 kg

ØVn = 0,9 . Vn

= 0,9 . 5850 kg

= 5265 kg

Syarat, ØVn>Vu → 5265 kg > 170,91 kg **(OK)**

- **Kontrol Lendutan**

$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{175}{240} = 0{,}73\,cm$

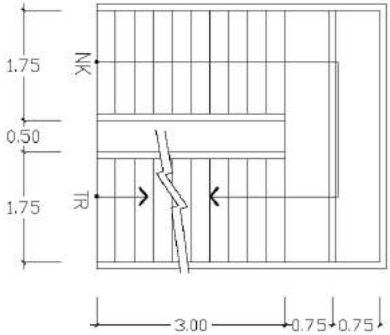
$$f^o = \frac{5\left(\frac{qdl+qll}{100}\right)l^4}{384.E.I_x} + \left(\frac{23}{684} \times \frac{P.l^3}{E.I_x}\right)$$

$$= \frac{5\left(\frac{12{,}98+45}{100}\right)175^4}{384.2000000.29{,}4} + \left(\frac{23}{684} \times \frac{100.175^3}{2000000.29{,}4}\right)$$

= 0,12 cm

Maka, $f^o < f_{ijin}$ → 0,12 cm < 0,73 cm **(OK)**

4.3.2 Perencanaan Bordes



Gambar 4.14 Denah Bordes

1) Pelat Bordes

a) Data Pelat Bordes

- Tebal pelat bordes = 5 mm
- Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
- Mutu baja BJ 41, fy = 2500 kg/cm
- Lebar tangga = 1,75 m
- Lebar bordes = 1,50 m
- ½ lebar bordes = 0,75 m

b) Perencanaan Pembebanan Pelat Bordes

- **Beban Mati**

Berat pelat = $0,005 \times 1,75 \times 7850$ = 68,69 kg/m

Alat penyambung 10% = 6,87 kg/m +

q_D = 75,56 kg/m

- **Beban Hidup**

q_L = 300 kg/m^2 × 1,75 m = 525 kg/m

- **Perhitungan Md dan Ml**

$M_D = \frac{1}{8} \times qd \times L^2 = \frac{1}{8} \times 75,56 \times 0,75^2$ = 5,3 kg.m

$M_L = \frac{1}{8} \times ql \times L^2 = \frac{1}{8} \times 525 \times 0,75^2$ = 36,9 kg.m

- **Perhitungan Kombinasi Pembebanan M_u**

M_u = $1,2M_D+1,6M_L = 1,2 \times 5,3 + 1,6 \times 36,9$
= 65,44kg.m

- **Kontol Momen Lentur**

$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 175 \times 0,5^2$ = 10,9 cm^3

Ø M_n = $0,9 . Zx . f_y = 0,9.10,9.2500$ =24609,4 kg.cm
= 246,09 kg.m

Syarat, $ØM_n > M_u$ → 246,09 kg.m > 65,44 kg.m **(OK)**

- **Kontrol Lendutan**

$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{75}{240}$ = 0,21 cm

$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 175 \times 0,50^3$ = 1,56 cm^4

$f^o = \frac{5\left(\frac{qdl+qll}{100}\right)l^4}{384.EI_x} = \frac{5\left(\frac{75,56+525}{100}\right)75^4}{384 \times 2000000 \times 1,8}$ = 0,01 cm

Maka, $f^o < f_{ijin}$ → 0,01 cm < 0,31 cm **(OK)**

2) Perencanaan Balok Bordes

Direncanakan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan data sebagai berikut:

A	= 11,85 cm^2		ix	= 3,98	cm
w	= 9,30	kg/m	iy	= 1,12	cm
d	= 100	mm	r	= 8,0	mm

bf	= 50	mm	Zx	= 42	cm^3
tw	= 5	mm	Zy	= 9	cm^3
tf	= 7	mm	Sx	= 37,50	cm^3
Ix	= 187	cm^4	Sy	= 5,91	cm^3
Iy	= 14,8	cm^4	h	= d-2(tf+r)	
				= 70 mm	

a) Perencanaan pembebanan balok bordes

- **Beban Mati**

Berat pelat =0,005x0,75x7850		= 29,4 kg/m
Berat profil		= 9,3 kg/m +
		= 38,7kg/m
Alat penyambung 10%		= 3,87 kg/m +
	q_D	= 42,6 kg/m

- **Beban Hidup**

  Lantai asrama = 300 kg/m^2 (PPIUG 1987)

  $q_L = 300\ kg/m^2 \times 0,75\ m = 225$ kg/m

- **Perhitungan Gaya Dalam**

$$V_D = \frac{1}{2} \times qd \times L = \frac{1}{2} \times 42,61 \times 1,75 = 37,3 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \times qd \times L^2 = \frac{1}{8} \times 42,61 \times 1,75^2 = 16,3 \text{ kg.m}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times ql \times L = \frac{1}{2} \times 225 \times 1,75 = 196,8 \text{ kg}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times ql \times L^2 = \frac{1}{8} \times 225 \times 1,75^2 = 86,1 \text{ kg.m}$$

- **Perhitungan Kombinasi Pembebanan $M_u$dan V_u**

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

$= 1,2 \times 37,3 + 1,6 \times 196,8$

$= 359,7$ kg.m

$M_u = 1,2 \times M_D + 1,6 \times M_L$

= 1,2× 16,3+1,6×86,1
= 157,38 kg.m

- **Kontol Penampang**

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2\times 7} = 3,57$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow 3,57 < 10,75$ (Penampang Kompak)

Pelat badan

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{70}{5} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

14 < 106,35 (Penampang Kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$Mp = M_n = Z_x \times F_y$
= 42 cm^3 × 2500 kg/cm^2
= 105000 kg.cm
= 1050 kg.m

- **Cek Kemampuan Penampang**

Ø Mn = 0,9 × M_n
= 0,9 ×105000 kg.cm
= 94500 kg.cm
= 945 kg.m

Ø Mn≥ Mu → 945 kg.m ≥ 157,39 **(OK)**

- **Kontrol Kuat Geser**

V_u = 359,74 kg

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{50-5}{5} = 9 < 260, k_v = 5$ (SNI 1729:2015,Pasal G2.1)

$$1{,}10\sqrt{k_v \frac{E}{fy}} = 1{,}10\sqrt{5 \times \frac{200000}{250}} = 69{,}57$$

k_v= 5 (SNI 1729:2015,Pasal G2.1)

Maka, C_v = 1,00

V_n = 0,6 . f_y .A_w . C_v

= 0,6 . 2500 . (10.0,5) . 1

= 7500 kg

ØVn = 0,9 . Vn

= 0,9 . 7500 kg

= 6750 kg

Syarat, ØVn>Vu → 6750 kg > 359,74 kg **(OK)**

- **Kontrol Lendutan**

$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{175}{240} = 0{,}73$ cm

$$f^o = \frac{5\left(\frac{qdl+qll}{100}\right)l^4}{384.EI_x} = \frac{5\left(\frac{42{,}6+225}{100}\right)175^4}{384.2000000.187} = 0{,}08 \text{ cm}$$

Kontrol, $f^o < f_{ijin}$ → 0,08 cm < 0,73 cm **(OK)**

Maka, profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok bordes pada tangga.

4.3.3 Perencanaan Balok Utama Tangga

Direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dengan data sebagai berikut:

A	= 23,18	cm^2	ix	= 8,26	cm
w	= 18,20	kg/m	iy	= 2,21	cm
d	= 200	mm	r	= 11,0	mm
bf	= 100	mm	Zx	= 170	cm^3
tw	= 4,5	mm	Zy	= 35	cm^3
tf	= 7	mm	Sx	= 160	cm^3
Ix	= 1580	cm^4	Sy	= 23	cm^3
Iy	= 114	cm^4	h	= d-2(tf+r)	

= 164 mm

a) Perencanaan pembebanan anak tangga

- **Beban Mati (Anak Tangga)**

Berat pelat $= 0,003 \times 0,875 \times 7850$ = 20,6 kg/m

W profil siku = 5,91 x 2 = 11,82 kg/m+

= 32,4 kg/m

Alat penyambung 10% = 3,24 kg/m +

q_{D1} = 35,67 kg/m

- **Beban Hidup**

$q_{L1} = 300 \times \frac{0,875}{\cos 33,69}$ = 315,5 kg/m

q_{U1} =1,2 q_D + 1,6 q_L

= 1,2 . 35,67 + 1,6 . 315,5

= 547,58 kg/m

b) Perencanaan pembebanan dan gaya dalam bordes

- **Beban Mati**

Berat pelat $= 0,005 \times 0,875 \times 7850$ = 34,34 kg/m

Alat penyambung 10% = 3,4 kg/m +

q_{D2} = 37,8 kg/m

- **Beban Hidup**

q_{L2} $= 300 \times 0,875$ = 262,5 kg/m

q_{U2} = 1,2 q_D + 1,6 q_L

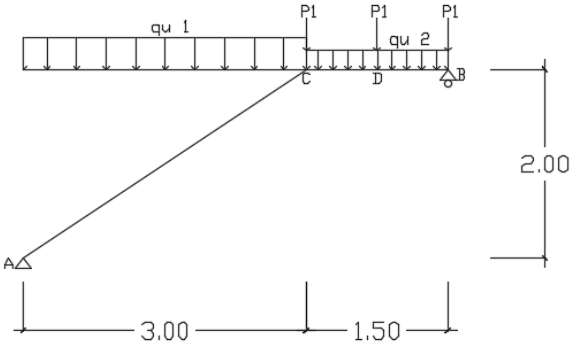
= 1,2 . 37,8 + 1,6 . 262,5

= 465,33 kg/m

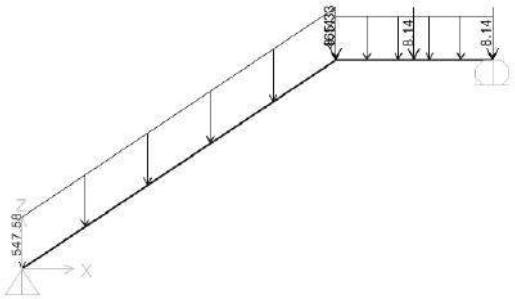
- **Beban Terpusat**

Beban terpusat akibat balok bordes

P_1 = 9,3 x 0,875 = 8,14 kg



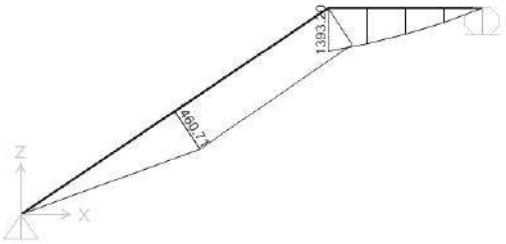
Gambar 4.15 Model Pembebanan Balok Utama Tangga



Gambar 4.16 Pemodelan Pembebanan Pada SAP

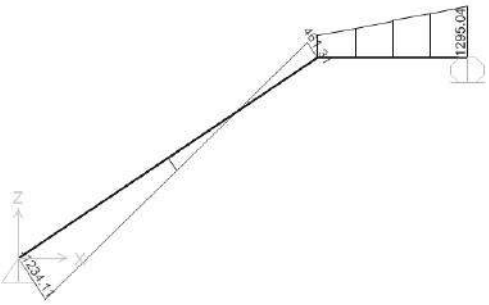
c) Output Gaya Dalam

- Momen maksimum = 1460,71 kgm.



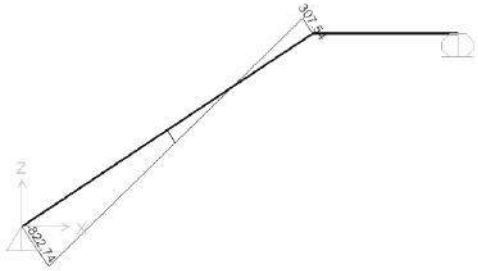
Gambar 4.17 Bidang M Balok Tangga

- Geser maksimum = 1303,18 kg.



Gambar 4.18 Bidang Geser Balok Tangga

- Aksial maksimum = 822,74 kg



Gambar 4.19 Bidang Aksial Balok Tangga

d) Kontrol Penampang Profil

- **Kontrol Pelat Sayap**

$$\frac{bf}{2\times tf}=\frac{100}{2\times 7}=7{,}14$$

$$\lambda p=0{,}38\times\sqrt{\frac{E}{fy}}=0{,}38\times\sqrt{\frac{200000}{250}}=10{,}75$$

$$\frac{bf}{2\times tf}\le\lambda p\rightarrow \text{penampang kompak}$$

- **Kontol Pelat Badan**

$$\frac{h}{tw}=\frac{164}{4,5}=36,44$$

$$\lambda p=3,76\times\sqrt{\frac{E}{fy}}=3,76\times\sqrt{\frac{200000}{250}}=106,35$$

$$\frac{h}{tw}\le\lambda p\rightarrow \text{penampang kompak}$$

Maka, Penampang kompak, $M_n = M_p$

$Mp=M_n = Z_x$ x F_y

$= 170\ cm^3$ x $2500\ kg/cm^2$

$= 425000$ kg.cm

$= 4250$ kg.m

e) Kontrol Penampang Terhadap tekuk Lateral

$L_b = \sqrt{t^2+I^2} = \sqrt{16,67^2+30^2} = 34,42$ cm

(pengaku anak tangga)

$$L_p = 1,76\times i_y\times\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76\times 2,21\times\sqrt{\frac{200000}{250}}=110,01\,\text{cm}$$

Karena $L_b < L_p \rightarrow 34,42$ cm $<$ 110,01 cm $\rightarrow$ Bentang pendek. Maka, $M_n = M_p$

$Mp=M_n = Z_x \times F_y$

$= 170\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$

$= 425000$ kg.cm

$= 4250$ kg.m

Cek Kemampuan Penampang

Ø $M_n \ge M_u$

0,9 x $M_n \ge M_u$

0,9 x 4250 ≥ 1460,71kg.m

3825kg.m ≥ 1460,71 kg.m **(OK)**

f) Kontrol Geser

V_u = 1303,18 kg

$$\frac{hw}{tw} = \frac{164}{4,5} = 36,44$$

k_v= 5 (SNI 1729:2015,Pasal G2.1)

$$1,1\sqrt{kv \times \frac{E}{fy}} = 1,1\sqrt{5 \times \frac{200000}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena, } \frac{h_w}{t_w} < 1.10\sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 36,44 \leq 69,57 \rightarrow \text{plastis}$$

maka Cv = 1,00; sehingga

Ø Vn = 0,6 f_y A_w C_v

= 0,9 x 0,6 x 2500 x (20 x 0,45) x 1

= 12150 kg

Ø Vn≥V_u→ 12150 kg ≥ 1303,18 kg **(OK)**

g) Persamaan Interaksi Tekan Lentur

L = $\sqrt{300^2 + 200^2}$ =360,56cm

K_c = 0,7 (sendi – jepit)

λ = Kc x L = 0,7 x 360,56 = 252,39

$$\lambda_C = \frac{\lambda}{\pi \times iy} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{252,39}{\pi \times 2,21} \times \sqrt{\frac{2500}{2000000}}$$

= 1,28 > 1,2, maka ω =

$$\omega = 1,25 \times \lambda c^2 = 1,25 \times 1,2^2 = 2,06$$

$$Pn = Ag \times \frac{fy}{\omega} = 23,18 \times \frac{2500}{2,06} = 28037,41 \text{ kg}$$

ØPn = 0,85 ×28037,41 =23831,8 kg

$$\frac{Pu}{ØPn} = \frac{822,74}{23831,8} = 0,03 < 2$$

(Maka digunakan persamaan interaksi 2)

$$= \frac{Pu}{2ØPn} + \left[\frac{Mu_x}{ØMn_x} + \frac{Mu_y}{ØMn_y} \right] \leq 1{,}00$$

$$= \frac{822{,}34}{2 \times 23831{,}79} + \left[\frac{1460{,}71}{3825} + \frac{0}{0{,}9 \times 35 \times 2500} \right] \leq 1{,}00$$

$= 0{,}4 \leq 1{,}00$ **(OK)**

h) Kontrol Lendutan

$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{360{,}56}{240} = 1{,}5$ cm

f = 0,6 cm (dari hasil analisa SAP)

f SAP ≤ f ijin **(OK)**

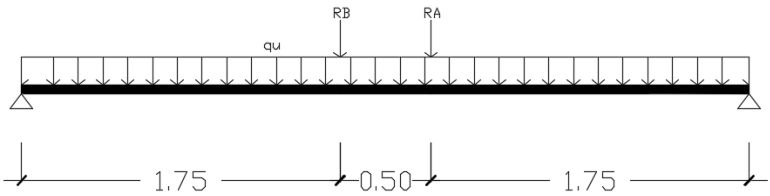
4.3.4 Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan dengan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan data sebagai berikut:

A	= 27,16 cm^2	ix	= 8,24 cm
w	= 21,30kg/m	iy	= 2,22 cm
d	= 200 mm	r	= 11,0 mm
bf	= 100 mm	Zx	= 200 cm^3
tw	= 5,5 mm	Sx	= 184 cm^3
tf	= 8 mm	h	= d-2(tf+r)
Ix	= 1840 cm^4		= 162 mm
Iy	= 134 cm^4		

1) Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi Ra dan Rb 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 dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar dibawah ini:

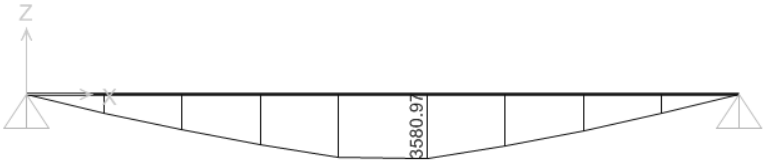


Gambar 4.20 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

Ra = 1483,22 kg (Output SAP Balok Tangga)
Rb = 1303,18 kg (Output SAP Balok Tangga)
Beban merata (q)

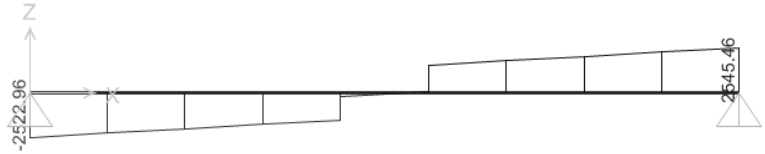
Beban dinding	= 2 × 250	= 500	kg/m
Berat sambungan 10%		= 50	kg/m +
	q	= 550 kg/m	

2) Output Gaya Dalam
   - Momen maksimum = 3580,97 kgm.



Gambar 4.21 Bidang M Balok Penumpu Tangga

   - Geser Maksimum = 2545,46 kg



Gambar 4.22 Bidang Geser Balok Penumpu Tangga

3) Kontrol Penampang Tekuk Lokal
   - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2\times 8} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 6,25 \leqslant 10,75 \rightarrow$ Penampang sayap kompak

   - Pelat badan

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{162}{5,50} = 29,45$$

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 29,45 \leqslant 106,35 \rightarrow$ Penampang badan kompak

Karena penampang kompak, Maka $Mp=M_{n,}$

$Mp=Mn= Z_x \times F_y$

$= 200\ cm^3 \times 2500\ kg/cm^2$

$= 500000$ kg.cm

$= 5000$ kg.m

Cek Kemampuan Penampang

Ø $M_n \ge M_u$

0,9 x $M_n \ge M_u$

0,9 x 5000 ≥ 3580,97 kg.m

4500 kg.m ≥ 3580,97 kg.m **(OK)**

4) Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 175 cm

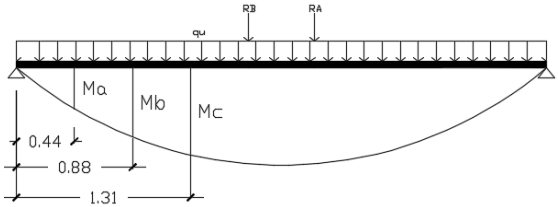
Didapatkan dari tabel Lp dan Lr,

Lp = 110,612 cm

Lr = 361,127 cm

Lp < Lb < Lr → Bentang menengah, maka:

$$Mn=Cb\left[Mp-(Mp-0,7.fy.Sx)\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right]\leq Mp$$



Gambar 4.23 Posisi M_a, M_b, M_c Balok Penumpu Tangga

Momen :

M_a = 1049,19 kg.m X = 437,5 mm

M_b = 1989,19 kg.m X = 875 mm

M_c = 2819,99 kg.m X = 1312,5 mm

M_{max}= 3541,59 kg.m X = 1750 mm

$$Cb = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C}\leq 2,3$$

$$= \frac{12,5\times 3541,59}{2,5\times 3541,59+3\times 1049,19+4\times 1989,19+3\times 2819,99}\leq 2,3$$

$$= 1,56\leq 2,3$$

$$M_n = C_b\left[M_p-\left(M_p-0.7f_yS_x\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]\leq M_p$$

$$= 1,56\left[500000-\left(500000-0.7\times 2500\times 184\right)\left(\frac{175-110,612}{361,127-110,612}\right)\right]\leq M_p$$

= 707628,8 kg.cm = 7076,3 kg.m

M_n = 7076,3 kg.m > M_p = 5000 kg.m

Maka dipakai Mn = Mp = 5000 kg.m

- Cek kemampuan penampang

Ø $M_n\geq M_u$

Ø M_n= 0,9 × 5000 kg.m

= 4500 kg.m > M_u = 3541,59 kg.m **(OK)**

5) Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{5,5} = 29,45 \;;\; 1,1\sqrt{K_v \frac{E}{fy}} = 1,1\sqrt{5 \times \frac{2000000}{2500}} = 69,57$$

Karena $\frac{h}{tw} \le 1,1\sqrt{K_v \frac{E}{fy}} \rightarrow 29,45 \le 69,57$

Maka C_v = 1,00 ; sehingga

$$Vn = 0,6.f_y.A_w.C_v = 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,55) \times 1 = 8250 \text{ kg}$$

$ØV_n$ = $0,9 \times 8250 = 7425$ kg

$ØV_n$ = 7425 kg ≥ V_u = 2545,46 kg **(OK)**

6) Kontrol Lendutan

L = 400 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{400}{240} = 1,67$ cm

f = 1,5 cm (dari hasil analisa SAP)

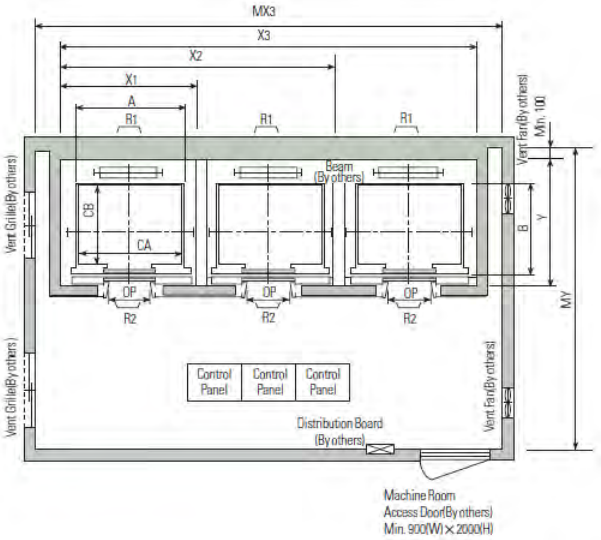
f SAP ≤ f ijin **(OK)**

4.4 Perencanaan Balok Lift

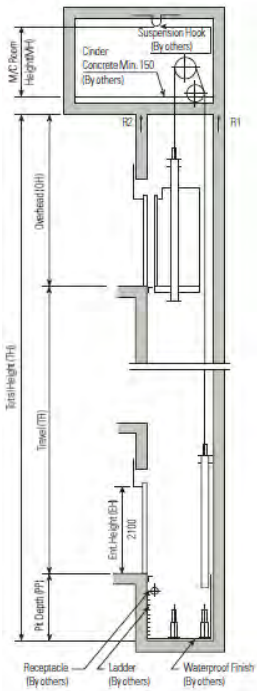
Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu balok penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sesuai brosur sebagai berikut :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) *3 Car* : 8300 x 2280 mm^2
- Dimensi sangkar (*Car size*)
  Internal : 2150 x 1600 mm^2
  Eksternal : 2250 x 1770 mm^2
- Dimensi ruang mesin (*3 Car*) : 8700 x 4200 mm^2

- Beban reaksi ruang mesin :
  R_1 = 8500 kg
  R_2 = 6800 kg



Gambar 4.24 Denah *Lift*



Gambar 4.25 Potongan Melintang *Lift*

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13, dengan data- data sebagai berikut:

A	= 84,12 cm^2	ix	= 16,8 cm
w	= 66,03 kg/m	iy	= 4,54 cm
d	= 400 mm	r	= 16 mm
bf	= 200 mm	Zx	= 1286 cm^3
tw	= 8 mm	Sx	= 1190 cm^3
tf	= 13 mm	h	= d-2(tf+r)
Ix	= 23700cm^4		= 256 mm
Iy	= 1740 cm^4		

a. Pembebanan pada balok penggantung *lift*

- Beban mati

  Berat profil balok penggantung lift = 66.03 kg/m
  Berat sambungan, dll(10%) = 6.60 kg/m
  q_D = 72.63 kg/m

- Beban merata ultimate

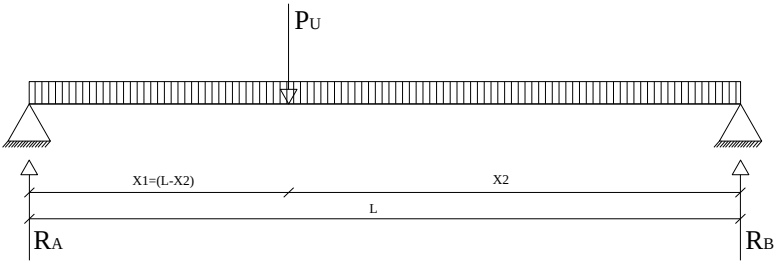
  $q_U = 1.4\ q_D$
  $= 1.4\ (72.63) = 101.68$ kg/m

- Beban terpusat lift

  Pada pasal 4.6 Impact Load SNI 1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-*driven,* Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

  $R_A = R_1$. KLL = 8500 x (1 + 50%) = 12750 kg
  $R_B = R_2$. KLL = 6800 x (1 + 50%) = 10200 kg

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penggantung *lift*



Gambar 4.26 Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

$\sum M_B = 0$

$R_A.L - P_u.X2 = 0$

$12750.2,5 = P_u.X2$

$$P_u = \frac{31875}{X2} \text{.....pers.1}$$

$\sum M_A = 0$

$-R_B.L + P_u.(L-X2) = 0$

$$-10200.2,5 + \frac{31875}{X2}(L-X2) = 0$$

$$-25500 + \frac{79687,5}{X2} - 31875 = 0$$

$$-57375 = -\frac{79687,5}{X2}$$

$$X2 = \frac{79687,5}{57375}$$

$X2 = 1,4$ m

$X1 = (L-X2)$

$X1 = (2,5-1,4)$

$X1 = 1,1$ m

$$P_u = \frac{31875}{X2}$$

$$P_u = \frac{31875}{1,4} = 22767,86 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_u = \frac{P_u.X1.X2}{L} + \frac{1}{8}.q_u.L^2$$

$$M_u = \frac{22767,86x1,1x1,4}{2,5} + \frac{1}{8}x101,68x2.5^2$$

$$M_u = 14025 \text{ kg.m} + 79,44 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 14104,44 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

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

$$V_u = 12750 + \frac{1}{2}x101,68x2,5$$

$$V_u = 12750 \text{ kg} + 127,1 \text{ kg}$$

$$V_u = 12877,1 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2\times13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 10.75$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 7.69 \le 10.75$ ➔ penampang sayap kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106.35$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 42.75 \le 106.35$ ➔ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  $M_p = f_y \,.\, Z_x = 2500 \times 1286 = 3215000$ kgcm
  $= 32150$ kgm

- Cek kemampuan penampang
  $\emptyset M_n \geq M_u$
  $\emptyset M_n = 0.9 \times 32150$
  $= 28935$ kg.m $>14104,44$ kg.m **(OK)**

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
  ($L_b = 250$ cm).

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 4,55 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 226,5 \text{ cm}$$

$$J \approx \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{1}{3}\left(\left(2.b_f.t_f^{\,3}\right) + \left(\left(d - 2.t_f\right).t_w^{\,3}\right)\right)$$

$$= \frac{1}{3}\left(\left(2.200.13^3\right) + \left((400 - 2.13).8^3\right)\right)$$

$= 35,68$ cm^4

$S_x = 1190$ cm^3

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}\frac{ht_w}{b_f t_f}\right)}} = \frac{200}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}\frac{400.8}{200.13}\right)}} = 5,26cm$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,67\left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

C = 1 , Penampang I simetris
Lr = 658,357 cm,
$L_p \le L_b \le L_r \rightarrow 226.6 \text{ cm} \le 250 \text{ cm} \le 658,357 \text{ cm}$
➔ bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka ,

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

M_A =Ra.x-$\frac{1}{2}$.q.x^2 =12750.0,625-$\frac{1}{2}$.101,68.0,625^2

=7948,9 kg.m

M_B =Ra.x-$\frac{1}{2}$.q.x^2 -Pu.x

=12750.1,25-$\frac{1}{2}$.101,68.1,25^2 – 22767,86.(1,25 – 1,1)

=12442,9 kg.m

M_C =Ra.x-$\frac{1}{2}$.q.x^2 -Pu.x

=12750.1,875-$\frac{1}{2}$.101,68.1,875^2 – 22767,86.(1,875 – 1,1)

=6082,4 kg.m

$$C_b = \frac{12,5(14104,44)}{2,5(14104,44) + 3(7948,9) + 4(12442,9) + 3(6082,4)}$$

$$C_b = 1,38$$

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le M_p$$

$$M_n = 1,38 \left[3215000 - \left(3215000 - 0,7.2500.1190 \right) \left(\frac{250 - 226,5}{658,36 - 226,5} \right) \right] \le M_p$$

$$M_n = 4351656,3 \text{ kg.cm} > M_p$$

Karena nilai Mn bentang menengah melebihi nilai Mp, maka nilai yang dipakai adalah nilai Mp sebagai perencanaan.

- Cek kemampuan penampang

Ø M_n $\geq M_u$

Ø M_n $= 0.9 \times 32150$

$= 28935$ kgm $>14104{,}44$ kgm **(OK)**

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42{,}75 \; ; \; 1.10\sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1{,}10\sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

karena $\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10\sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 42.75 \leq 69.57$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (40 \times 0.8) \times 1.00 = 48000 \text{ kg}$$

Ø V_n $\geq V_u$

Ø V_n $= 0.9 \times 48000$

$= 43200$ kg $>12877{,}1$ **(OK)**

e. Kontrol lendutan

L = 250 cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{250}{360} = 0{,}7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{E I_x} + \frac{P_u \times X1 (L^2 - X1^2)^{3/2}}{9\sqrt{3L} EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1{,}02 \times 250^4}{2 \times 10^6 \times 23700} + \frac{22767{,}86 \times 110 \left(250^2 - 110^2\right)^{3/2}}{9\sqrt{3} x 250 \times 2 \times 10^6 \times 23700}$$

$= 0{,}0011$cm$+0{,}15$cm

$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0{,}15 \text{ cm} \leq 0{,}7 \text{ cm}$ **(OK)**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

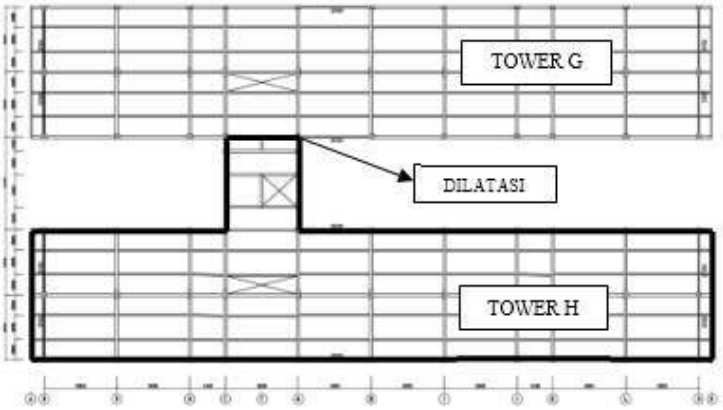
BAB V
PEMODELAN STRUKTUR

5.1 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur pada modifikasi bangunan gedung ini menggunakan sistem dinding geser pelat baja (*SPSW*). Fungsi dari dinding geser pelat baja sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa.

Struktur kolom menggunakan kolom HSS. Pemodelan pada SAP2000 dilakukan dengan cara membuat *property by other* dengan memilih *section designer*.Struktur balok menggunakan *castellated beam.* Pemodelan pada SAP2000 dilakukan dengan cara membuat profil WF awal lalu momen inersia sumbu 3-3 diubah sesuai perhitungan pembesaran momen akibat pembesaran profil *castellated beam* pada menu *set modifiers.*

Gedung ini terdiri dari 2 tower G dan H yang terdiri dari 10 lantai asrama, dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur bangunan 40 meter. Antara tower G dan H dipisahkan dengan dilatasi pada as 3 bangunan. Berikut merupakan denah struktur bangunan yang di modifikasi:

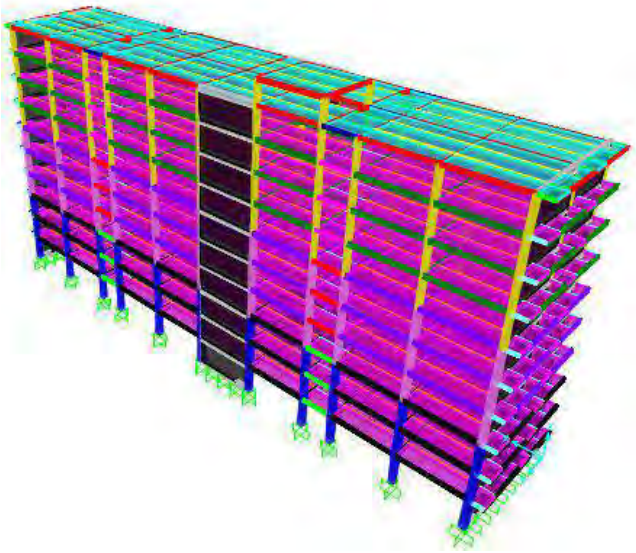


Gambar 5.1 Denah Struktur Modifikasi Gedung Asrama President University

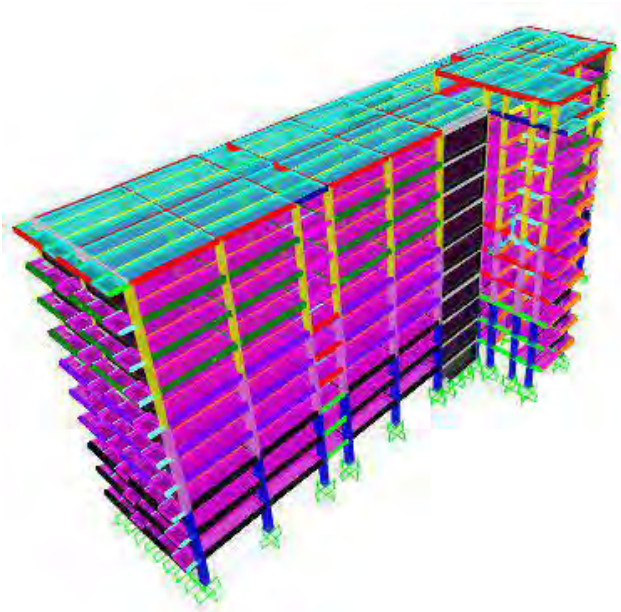
Pada gambar 5.1 diasumsikan arah vertikal mengikuti sumbu–X dan arah horizontal mengikuti arah sumbu–Y pada pemodelan gambar. Sistem dinding geser pelat baja yang direncanakan 12 buah dinding geser yang diletakkan di tengah dan tepi bangunan.

Pemodelan struktur Gedung Asrama President Universitty ini dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000. Pada SAP 2000, struktur gedung dimodelkan sesuai dengan kondisi yang sesungguhnya. Program ini membantu dalam perhitungan yang di gunakan untuk mengkontrol struktur gedung apakah telah memenuhi syarat pada SNI 1726-2012 (Tata Cara Perencanaan Gempa untuk Struktrur Bangunan Gedung dan Non Gedung) serta SNI 1729-2915 (Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural).

Pemodelan yang sudah dilakukan dalam program SAP 2000 ditunjukkan pada Gambar 5.2 dan 5.3.



Gambar 5.2 Model 3 Dimensi Struktur Gedung Asrama President University Tower G



Gambar 5.3 Model 3 Dimensi Struktur Gedung Asrama President University Tower H

5.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur berdasarkan pada peraturan SNI 1727-2013 (Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain) dan ASCE 7-2002 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini tertera sebagai berikut:

a. Pelat Atap
   - Berat *waterproofing* = 5 kg/m^2
   - Berat plafon = 5 kg/m^2

- Berat penggantung = 10 kg/ m^2
- Berat ducting+plumbing = 19,10 kg/ m^2 +

q_{Dtotal} = 39,10 kg/m^2

b. Pelat Asrama
- Berat plafon = 5 kg/m^2
- Berat penggantung = 10 kg/m^2
- Berat keramik+spesi = 110 kg/m^2
- Berat ducting+plumbing = 19,10 kg/m^2 +

q_{Dtotal} = 144,1 kg/m^2

c. Berat Sendiri Profil Baja
Berat sendiri profil baja sudah dihitung otomatis oleh program bantu SAP 2000 pada perencanaan struktur utama.

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup merupakan beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m^2. Dengan rincian beban hidup terterasebagai berikut:

a. Pelat atap = 96 kg/m^2
b. Pelat lantai asrama = 192 kg/m^2

3. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Kota Cikarang merupakan wilayah gempa zona sedang sesuai zona wilayah gempa. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini menggunakan analisa beban gempa dinamik, dengan menggunakan parameter sesuai SNI 03-1726-2012.

5.2.1 Berat Total Bangunan

Berat dari beban bangunan merupakan total dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup berasal dari penggunaan fungsi bangunan. Berat bangunan dihitung karena

berat struktur bangunan sangat mempengaruhi besar beban gempa yang terjadi, karenanya berat total bangunan digunakan untuk menentukan gaya geser stastik. Berat bangunan tersaji dalam tabel 5.1.

Tabel 5.1 Rekapitulasi Berat Bangunan

Lantai	Berat (kg)	
	Tower G	Tower H
Dasar	12.050,00	12.050,00
1	662.205,57	686.856,52
2	662.205,57	686.856,52
3	662.205,57	686.856,52
4	616.277,62	641.808,56
5	616.277,62	641.808,56
6	616.277,62	641.808,56
7	543.835,96	568.727,37
8	543.835,96	568.727,37
9	543.835,96	568.727,37
ATAP	526.313,64	566.326,69
Jumlah	**6.005.321,09**	**6.270.554,04**

Dari hasil analisa SAP didapatkan total berat bangunan dari kombinasi 1D sebesar 5.845.904,80 kg untuk tower G dan 6.359.362,25 kg untuk tower H. Dengan maksimal selisih 5% dari hasil perhitungan manual dibandingkan dengan perhitungan SAP 2000, sebagai berikut:

Selisih perhitungan antara manual dan SAP 2000 :

- Tower H

  6.005.321,09 – 5.845.904,80 = 159.416,29 kg.

  $$\frac{159.416,29}{6.005.321,09} \times 100\% = 2,6\% \leq 5\%$$

- Tower H

  6.359.362,25 – 6.270.554,04 = 88.808,21 kg.

$$\frac{88.808,21}{6.270.554,04} \times 100\% = 1,4\% \leq 5\%$$

Maka pemodelan bangunan dianggap mendekati bangunan aslinya.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan pada saat perencanaan struktur bangunan diperlukan, seperti halnya pada saat konstruksi beban-beban yang bekerja pada struktur hanya beban mati saja dan beban hidup semntara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan terdapat beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakaian gedung dan barang barang yang terletak didalam gedung. Hal ini akan berpengaruh pada kuat rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja.

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung mengacu pada SNI-1726-2012 sebagai berikut:

- 1.4 DL
- 1.2 DL + 1.6 LL
- 1.2 DL ± 1.0E + 1.0LL
- 0.9 DL ± 1.0E

Keterangan:

DL = Beban mati
LL = Beban hidup
E = Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Dua kombinasi pertama merupakan kombinasi pembebanan yang dipengaruhi oleh beban mati dan hidup saja. Sedangkan dua kombinasi pembebanan berikutnya telah dipengaruhi oleh beban gempa.

5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Pada modifikasi struktur gedung ini mempunyai ketinggian 40 meter dengan 10 lantai asrama, dan 1 lantai atap. Perhitungan beban gempa pada struktur ini mengacu pada SNI 03-1726-2012 menggunakan analisis respon dinamik sesuai dengan parameter yang telah ditentukan.

5.3.1 Klasifikasi Tanah

Untuk mengetahui klasifikasi tanah ada pada kategori tertentu maka dilakukan test penetrasi tanah (SPT) sesuai data tanah daerah cikarang yang menjadi lokasi modifikasi struktur gedung asrama President University. Berikut merupakan perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah pada tabel 5.2 Nilai N untuk Penentuan Jenis Tanah:

- $\tilde{N} \geq 50$ = Tanah Keras
- $15 \geq \tilde{N} \geq 50$ = Tanah Sedang
- $\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 5.2 Nilai Ñ untuk Penentuan Jenis Tanah

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	-	0	-
Lapisan 2	2,25	2,25	4	0,56
Lapisan 3	4,25	2	19	0,11
Lapisan 4	6,25	2	23	0,09
Lapisan 5	8,25	2	15	0,13
Lapisan 6	10,25	2	19	0,11
Lapisan 7	12,25	2	22	0,09
Lapisan 8	14,25	2	29	0,07
Lapisan 9	16,25	2	31	0,06
Lapisan 10	18,25	2	38	0,05
Lapisan 11	20,25	2	41	0,05
Lapisan 12	22,25	2	35	0,06
Lapisan 13	24,25	2	42	0,05
Lapisan 14	26,25	2	37	0,05
Lapisan 15	28,25	2	40	0,05
Lapisan 16	30,25	2	43	0,05
Total		**30,25**		**1,57**

$\tilde{N} = \frac{30,25}{1,57} = 19,21 \rightarrow 15 \geq \tilde{N} \geq 50$, Termasuk tanah sedang.

Dari perhitungan nilai Ñ didapatkan jenis **tanah sedang**.

5.3.2 Lantai Tingkat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.1.2 bahwa lantai dengan dek metal yag diberi penutup *topping* beton dapat dianggap kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal.

5.3.3 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodik. 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%.

- Gempa Respon Spektrum X :
  100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
  100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

5.3.4 Parameter Respon Spektrum Rencana

Pada penentuan respon spectrum rencana digunakan SNI 1726-2012 dengan beberapa parameter yang harus ditentukan, berikut merupakan parameter yang ditentukan sesuai peraturan berlaku:

1) Kategori Resiko Bangunan Gedung
   Sesuai dengan tabel 1 SNI 1726-2012, untuk asrama termasuk dalam Kategori Risiko II.

2) Faktor Keutamaan
Sesuai dengan tabel 2 SNI 1726-2012, setelah didapatkan gedung termassuk risiko II maka ditentukan Faktor Keutamaan Gempa $\boldsymbol{I_e}$ **= 1,0.**

3) Kategori Desain Seismik
Sesuai dengan klasifikasi tanah yang telah ditentukan sebelumnya, kota Cikarang memiliki klasifikasi tanah **SD** jenis tanah sedang sesuai dengan Tabel 3 SNI 1726-2012

4) Parameter Percepatan Gempa
Berdasarkan pada gambar 9 dan 10 peta zona gempa SNI 1726-2012 kota Padang memiliki nilai sebagai berikut:
S_s = 0,7g
S_1 = 0,25g

5) Faktor Koefisien Situs
Sesuai dengan tabel 4 dan 5 SNI 1726-2012 didapatkan nilai sebagai berikut:
F_a = 1,24 (Interpolasi linier)
F_v = 1,9 (Interpolasi linier)

6) Percepatan Spektral Desain
Sebelum menghitung percepatan spectral desain, dihitung dulu parameter spectrum respons percepatan peroida pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs sesuai dengan perumusan (5) dan (6) pada SNI 1726-2012 sebagi berikut:
$S_{MS} = F_a \times S_s = 1{,}24 \times 0{,}7g = 0{,}868$ g
$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1{,}9 \times 0{,}25g = 0{,}475$ g
$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0{,}868g = 0{,}58$ g
$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0{,}475g = 0{,}32$ g

7) Parameter Struktur
Sesuai dengan Tabel 9 SNI 1726-2012 untuk sistem pelat dinding geser pelat baja dan beton komposit maka didapatkan nilai parameter struktur sebagai berikut:
R^a = 7,5
Ω_0 = 2,5
$C_d{}^b$ = 6

8) Model respon Spektrum
Untuk mengetahui grafik respon spectrum rencana sesuai dengan pasal 6.4 SNI 1726:2012 sebgai berikut:
a) Batasan Periode

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,32}{0,58} = 0,11 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,32}{0,58} = 0,55 \text{ detik}$$

b) Respon Spektrum Percepatan Saat $T < T_0$

$S_a = S_{DS}\left(0,4 + 0,6\frac{T}{T_0}\right)$, maka dicoba saat T = 0 detik S_a adalah $S_a = 0,58\left(0,4+0,6\frac{0}{0,11}\right) = 0,23\,g$

c) Respon Spektrum Percepatan Saat $T_0 \le T \le T_s$
$S_a = S_{DS} = 0,58g$

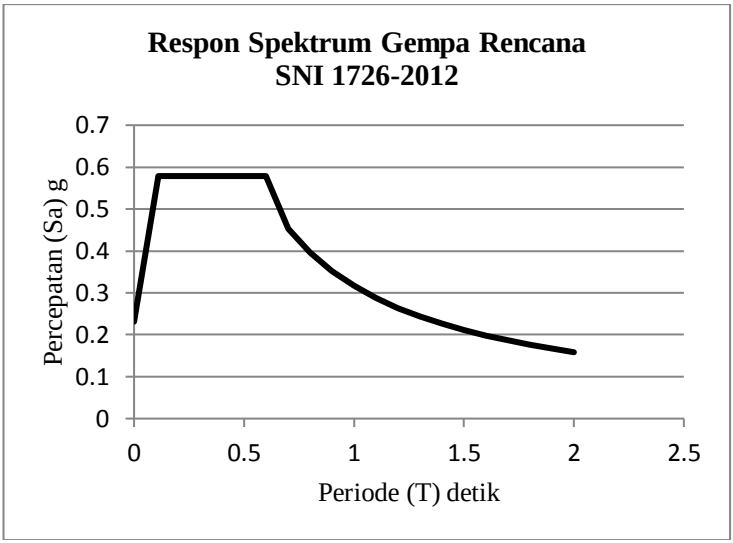
d) Respon Spektrum Percepatan Saat $T \ge T_s$
Karena T_s didapat nilai 0,55 detik maka dicoba T = 0,7 detik untuk menentukan percepatan desain respon spectra (S_a) sebagai berikut:

$$S_a = \frac{SD_1}{T} = \frac{0,32}{0,7} = 0,45 \text{ detik}$$

Untuk selanjutnya nilai periode fundapental (T) dan nilai respon spectra (S_a) akan ditabelkan pada Tabel 5.3

Tabel 5.3 Nilai T dan Sa

T (detik)	Sa
0	0,231467
0,109	0,578667
0,200	0,578667
0,300	0,578667
0,400	0,578667
0,500	0,578667
0,600	0,5787
0,700	0,45
0,800	0,40
0,900	0,35
1,000	0,32
1,100	0,29
1,200	0,26
1,300	0,24
1,400	0,23
1,500	0,21
1,600	0,20
1,700	0,19
1,800	0,18
1,900	0,17
2,000	0,16



Gambar 5.4 Grafik Spektrum Percepatan Gempa Wilayah Cikarang

Untuk mendistribusikan gempa dua arah x dan y maka beban di distribusikan 100% ke arah x dan 30% ke arah y, dan pada sumbu sebaliknya jika ditinjau. Maka nilai respon spektrum harus dikalikan dengan faktor skala $g \times \frac{I_e}{R}$ dengan g = 9,81 m/det. Maka faktor skala adalah:

- Faktor skala arah –X = $g \times \frac{I_e}{R} = 9{,}81 \times \frac{1}{7{,}5} = 1{,}308$
- Faktor skala arah –Y = 30% × 1,308 = 0,3924
- Nilai redam struktur baja (*damping ratio*) = 0,05.

5.4 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur

tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol waktu getar alami fundamental
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

5.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar partisispasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah. Karenanya digunakan bantuan program SAP 2000 untuk mengeluarkan partisipasi massa seperti Tabel 5.4 dan 5.5 berikut ini:

Tabel 5.4 Rasio Partisipasi Massa Tower G

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
OutputCase	**StepNum**	**Period**	**SumUX**	**SumUY**
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,938	0,000	0,006
MODAL	2	0,929	0,133	0,006
MODAL	3	0,914	0,133	0,006
MODAL	4	0,893	0,134	0,006
MODAL	5	0,869	0,720	0,006
MODAL	6	0,706	0,720	0,728
MODAL	7	0,600	0,720	0,730
MODAL	8	0,535	0,720	0,730
MODAL	9	0,306	0,720	0,839
MODAL	10	0,290	0,865	0,839
MODAL	11	0,147	0,865	**0,941**
MODAL	12	0,129	**0,954**	0,941

Tabel 5.5 Rasio Partisipasi Massa Tower H

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
OutputCase	**StepNum**	**Period**	**SumUX**	**SumUY**
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,938	0,000	0,007
MODAL	2	0,935	0,283	0,007
MODAL	3	0,891	0,710	0,007
MODAL	4	0,889	0,716	0,007
MODAL	5	0,850	0,716	0,007
MODAL	6	0,731	0,716	0,723
MODAL	7	0,574	0,716	0,724
MODAL	8	0,509	0,717	0,725
MODAL	9	0,319	0,718	0,835
MODAL	10	0,302	0,860	0,835
MODAL	11	0,153	0,861	**0,939**
MODAL	12	0,136	**0,951**	0,939

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa untuk tower G arah X sebesar 95,4% pada modal ke 12 dan partisipasi massa arah Y sebesar 94,1% pada modal ke 11. Untuk tower H didapat partisipasi massa arah X sebesar 95,1% pada modal ke 12 dan partisipasi massa arah Y sebesar 93,9% pada modal ke 11. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari $T_a = C_t \cdot h_n^x$.

Nilai T_a di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1}.

Struktur gedung modifikasi memiliki tinggi 40 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan dinding geser plat baja sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

- C_t = 0,0488
- x = 0.75
- h_n = 40 m

maka :

Menghitung Periode Fundamental Perkiraan

- $T_a = 0.0488 \times 40^{0.75}$
  = 0,776 s

Menghitung Batas Atas Periode Struktur

Nilai C_u = 1,4 didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai S_{D1} = 0.32 , maka :

- $C_u \times Ta = 1{,}4 \times 0{,}776 = 1{,}08$ s

Dari hasil analisis SAP 2000 didapat,

Tabel 5.6 Perioda dan Frekuensi Struktur Tower G

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
OutputCase	**StepNum**	**Period**
Text	Unitless	Sec
MODAL	1	0,938
MODAL	2	0,929
MODAL	3	0,914
MODAL	4	0,893
MODAL	5	0,869
MODAL	6	0,706
MODAL	7	0,600
MODAL	8	0,535
MODAL	9	0,306
MODAL	10	0,290
MODAL	11	0,147
MODAL	12	0,129

Tabel 5.7 Perioda dan Frekuensi Struktur Tower H

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
OutputCase	**StepNum**	**Period**
Text	Unitless	Sec
MODAL	1	0,938
MODAL	2	0,935
MODAL	3	0,891
MODAL	4	0,889
MODAL	5	0,850
MODAL	6	0,731
MODAL	7	0,574
MODAL	8	0,509
MODAL	9	0,319
MODAL	10	0,302
MODAL	11	0,153
MODAL	12	0,136

Dari tabel di atas didapat T tower G dan H sebesar 0,938 s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari C_u . T. Jadi analisis struktur gedung masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respon statik.

V = $C_s \times W$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1)

- Tower G

$$C_s \text{ perlu} = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{0,578}{7,5/1} = 0,077$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_{s1} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(R/I_e \right)} = \frac{0,32}{0,938 \times \left(7,5/1 \right)} = 0,045$$

C_{s2} = 0,044 $S_{DS}.I_e$ = 0,044×0,578×1 = 0,025 ≥ 0,01 (Ok)
Kontrol :
1. Csperlu ≤ Cs1 = 0,077 ≥ 0,045 →digunakan Cs = 0,045
2. Csperlu ≥ Cs2 = 0,077 ≥ 0,025 →digunakan Cs = 0,077

Dari kedua hasil perhitungan diatas, apabila digunakan Cs = 0,077 maka kontrol 1 tidak OK. Sehingga digunakan **Cs = 0,045**

- Tower H

C_s perlu= $\frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{0,578}{7,5/1} = 0,077$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$C_{s1} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(R/I_e \right)} = \frac{0,32}{0,938 \times \left(7,5/1 \right)} = 0,045$

C_{s2} = 0,044 $S_{DS}.I_e$ = 0,044×0,578×1 = 0,025 ≥ 0,01 (Ok)
Kontrol :
1. Csperlu ≤ Cs1 = 0,077 ≥ 0,045 →digunakan Cs = 0,045
2. Csperlu ≥ Cs2 = 0,077 ≥ 0,025 →digunakan Cs = 0,077

Dari kedua hasil perhitungan diatas, apabila digunakan Cs = 0,077 maka kontrol 1 tidak OK. Sehingga digunakan **Cs = 0,045**

5.4.4 Kontol Akhir *Base Reaction*

a) Tower G

Pada analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung pada kombinasi 1D+1L adalah 10.537.170,56 kg. Maka:

V_{statik} = $C_s \times W$
= 0,045 × 10.764.428 kg
= 484.539,5 kg

Pada analisis SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser (*base shear*) sesuai dengan Tabel 5.8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Tabel 5.8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RSX	210801,45	81388,99
RSY	63243,14	271290,41

Selanjutnya dilakukan kontrol untuk arah X dan Y:

1) Untuk gempa arah X
   $V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$
   210.801,45 kg ≥ 85% × 484.539,5 kg
   210.801,45 kg < 411.858,59 kg **(Not Ok)**
2) Untuk gempa arah Y
   $V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$
   271.290,41 kg ≥ 85% × 484.539,5 kg
   271.290,41 kg < 411.858,59 kg **(Not Ok)**

Dari hasil kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut Pasal 11.1.4 SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.2 dijelaskan jika gaya geser dasar hasil analisi kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut:

1) Arah X

$$\text{Faktor} = \frac{85\%\ \text{Vstatik}}{\text{V dinamik arah-X}} = \frac{411.858,59}{210.801,45} = 1,95$$

$$\text{U1} = \left(g \times \frac{I}{R}\right) \times 1,95 = \left(9,81 \times \frac{1}{7,5}\right) \times 1,95 = 2,55$$

$$\text{U2} = 30\% \left(g \times \frac{I}{R}\right) \times 1,95 = 30\% \left(9,81 \times \frac{1}{7,5}\right) \times 1,95 = 0,77$$

2) Arah Y

$$\text{Faktor} = \frac{85\%\ \text{Vstatik}}{\text{V dinamik arah-Y}} = \frac{411.858,59}{271.290,41} = 1,52$$

$$\text{U1} = 30\%\left(g \times \frac{I}{R}\right) \times 1,52 = 30\%\left(9,81 \times \frac{1}{7,5}\right) \times 1,52 = 0,6$$

$$\text{U2} = \left(g \times \frac{I}{R}\right) \times 1,52 = \left(9,81 \times \frac{1}{7,5}\right) \times 1,52 = 1,99$$

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukan kembali faktor U1 dan U2 arah X dan Y, lalu di running ulang maka didapatkan gaya seperti pada Tabel 5.9

Tabel 5.9 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Dikali Faktor Skala

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RSX	412577,75	159708,24
RSY	96702	412743,05

Dilakukan kontrol ulang terhadap gempa arah X dan Y sebagai berikut:

1) Untuk gempa arah X

$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$

412.577,75 kg ≥ 85% × 484.539,5 kg

412.577,75 kg > 411.858,59 kg **(Ok)**

3) Untuk gempa arah Y

$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$

412.743,05 kg ≥ 85% × 484.539,5 kg

412.743,05 kg > 411.858,59 kg **(Ok)**

Dari hasil kontrol diatas didapatkan bahwa analisis struktur memenuhi syarat SNI 1726-2012 pasal 7.8.

b) Tower H

Pada analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung pada kombinasi 1D+1L adalah 11.201.639 kg. Maka:

V_{statik} $= C_s \times W$

$= 0{,}045 \times 11582719{,}7$ kg

$= 521540{,}113$ kg

Pada analisis SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser (*base shear*) sesuai dengan Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RSX	222980.31	85034.44
RSY	67044.55	283192.38

Selanjutnya dilakukan kontrol untuk arah X dan Y:

1) Untuk gempa arah X

$V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$

$222.980{,}31$ kg $\geq 85\% \times 521540{,}113$ kg

$222.980{,}31$ kg $< 443.309{,}10$ kg **(Not Ok)**

2) Untuk gempa arah Y

$V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$

$283.192{,}38$ kg $\geq 85\% \times 521540{,}113$ kg

$283.192{,}38$ kg $< 443.309{,}10$ kg **(Not Ok)**

Dari hasil kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut Pasal 11.1.4 SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.2 dijelaskan jika gaya geser dasar hasil analisi kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut:

1) Arah X

$$\text{Faktor} = \frac{85\%\ \text{Vstatik}}{\text{V dinamik arah-X}} = \frac{443.309{,}10}{222.980{,}31} = 1{,}99$$

$$U1 = \left(g \times \frac{I}{R} \right) \times 1{,}99 = \left(9{,}81 \times \frac{1}{7{,}5} \right) \times 1{,}99 = 2{,}60$$

$$U2 = 30\% \left(g \times \frac{I}{R} \right) \times 1{,}99 = 30\% \left(9{,}81 \times \frac{1}{7{,}5} \right) \times 1{,}99 = 0{,}78$$

2) Arah Y

$$\text{Faktor} = \frac{85\%\ \text{Vstatik}}{\text{V dinamik arah-Y}} = \frac{443.309{,}10}{283.192{,}38} = 1{,}57$$

$$U1 = 30\% \left(g \times \frac{I}{R} \right) \times 1{,}57 = 30\% \left(9{,}81 \times \frac{1}{7{,}5} \right) \times 1{,}57 = 0{,}61$$

$$U2 = \left(g \times \frac{I}{R} \right) \times 1{,}57 = \left(9{,}81 \times \frac{1}{7{,}5} \right) \times 1{,}57 = 2{,}05$$

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukan kembali faktor U1 dan U2 arah X dan Y, lalu di running ulang maka didapatkan gaya seperti pada Tabel 5.11

Tabel 5.11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Dikali Faktor Skala

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RSX	443310.17	173355.04
RSY	104958.41	443841.27

Dilakukan kontrol ulang terhadap gempa arah X dan Y sebagai berikut:

1) Untuk gempa arah X

   $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$

   443.310,17 kg ≥ 85% × 521540,113 kg

   443.310,17 kg > 443.309,10 kg **(Ok)**

2) Untuk gempa arah Y

   $V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$

443.841,27 kg ≥ 85% × 521540,113 kg

443.841,27 kg > 443.309,10 kg **(Ok)**

Dari hasil kontrol diatas didapatkan bahwa analisis struktur memenuhi syarat SNI 1726-2012 pasal 7.8.

5.4.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Hitungan simpangan antar lantai (△) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa tingkat paling atas dan tingkat paling bawah yang ditinjau. Jika pusat massa tidak terletak segaris dalam sumbu vertikal, maka diijinkan menghitung defleksi pada tingkat paling bawah berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

△s dihitung dengan selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa ditingkat x (δx) ditentukan oleh persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana,

δ_{xe} = Defleksi pada lantai ke –x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = Faktor pembesaran defleksi (6)

I_e = Faktor keutamaan gedung (1)

$\triangle_a$ = $0{,}020h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1)

Tabel 5.12 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –X Tower G

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai Atap	4000	25,04	150,24	12,24	80	80	OK
Lantai 9	4000	23,00	138,00	14,16	80	80	OK
Lantai 8	4000	20,64	123,84	16,26	80	80	OK
Lantai 7	4000	17,93	107,58	16,92	80	80	OK
Lantai 6	4000	15,11	90,66	16,62	80	80	OK
Lantai 5	4000	12,34	74,04	17,28	80	80	OK
Lantai 4	4000	9,46	56,76	17,88	80	80	OK
Lantai 3	4000	6,48	38,88	16,80	80	80	OK
Lantai 2	4000	3,68	22,08	14,10	80	80	OK
Lantai 1	4000	1,33	7,98	7,98	80	80	OK

Tabel 5.13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –Y Tower G

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai Atap	4000	17,92	107,52	8,64	80	80	OK
Lantai 9	4000	16,48	98,88	9,54	80	80	OK
Lantai 8	4000	14,89	89,34	10,74	80	80	OK
Lantai 7	4000	13,10	78,60	11,40	80	80	OK
Lantai 6	4000	11,20	67,20	11,34	80	80	OK
Lantai 5	4000	9,31	55,86	12,54	80	80	OK
Lantai 4	4000	7,22	43,32	13,80	80	80	OK
Lantai 3	4000	4,92	29,52	13,44	80	80	OK
Lantai 2	4000	2,68	16,08	9,66	80	80	OK
Lantai 1	4000	1,07	6,42	6,42	80	80	OK

Tabel 5.14 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –X Tower H

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai Atap	4000	28,14	168,84	14,58	80	80	OK
Lantai 9	4000	25,71	154,26	16,56	80	80	OK
Lantai 8	4000	22,95	137,70	18,36	80	80	OK
Lantai 7	4000	19,89	119,34	19,08	80	80	OK
Lantai 6	4000	16,71	100,26	19,32	80	80	OK
Lantai 5	4000	13,49	80,94	20,16	80	80	OK
Lantai 4	4000	10,13	60,78	20,10	80	80	OK
Lantai 3	4000	6,78	40,68	17,76	80	80	OK
Lantai 2	4000	3,82	22,92	14,70	80	80	OK
Lantai 1	4000	1,37	8,22	8,22	80	80	OK

Tabel 5.15 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah –Y Tower H

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Lantai Atap	4000	18,95	113,70	9,54	80	80	OK
Lantai 9	4000	17,36	104,16	10,38	80	80	OK
Lantai 8	4000	15,63	93,78	11,58	80	80	OK
Lantai 7	4000	13,70	82,20	12,12	80	80	OK
Lantai 6	4000	11,68	70,08	12,00	80	80	OK
Lantai 5	4000	9,68	58,08	13,26	80	80	OK
Lantai 4	4000	7,47	44,82	14,46	80	80	OK
Lantai 3	4000	5,06	30,36	13,56	80	80	OK
Lantai 2	4000	2,80	16,80	9,90	80	80	OK
Lantai 1	4000	1,15	6,90	6,90	80	80	OK

Maka, dari hasil kontrol pada Tabel 5.12 sampai tabel 5.15 simpangan arah X dan Y tower G dan H didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

BAB VI
PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Analisis Struktur

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dan dikontrol gempa bahwa bangunan mendekati bangunan aslinya, maka tahap selanjutnya adalah dengan melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729-2015. Tahapan analisa dibagi menjadi 3 yaitu perencanaan struktur primer balok utama, kolom, dan *steel plate shear wall*.

6.2 Perencanaan Struktur Balok

6.2.1 Balok Induk (BI 1) Lantai 1-3 Tower H

Berikut ini merupakan contoh perhitungan balok induk (BI 1) pada lantai 1-3. Dari hasil SAP 2000 dari kombinasi terbesar terdapat pada lantai 3 As H 4-7 diperoleh:

M_u = 34083,16 kg.m
V_u = 23036,37 kg
F^0 = 0,432 m

Balok induk dengan bentang 8 dan 9m ini direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan Fy 250 MPa (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

w	= 89,7	kg/m	r	= 20,00	mm
d	= 500	mm	Zx	= 2096	cm3
bf	= 200	mm	Zy	= 332	cm3
tw	= 10	mm	Sx	= 1910	cm3
tf	= 16	mm	Sy	= 214	cm3
Ix	= 47800	cm4	ix	= 20,50	cm
Iy	= 2140	cm4	iy	= 4,33	cm
E	= 200000	MPa	h	= 428	mm

1) Cek Penampang
   - Pelat Sayap

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{200}{2\times 16} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

6,25≤10,75 (Penampang Kompak)

   - Pelat Badan

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{428}{10} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

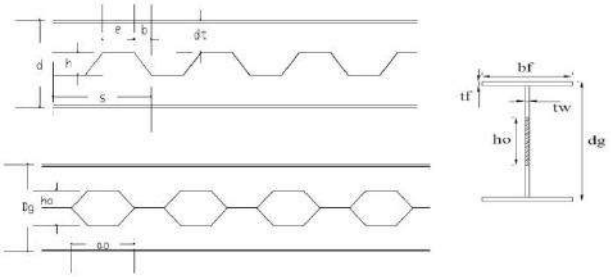
42,8≤106,35 (Penampang Kompak)

Karena penampang kompak, maka Mn= Mp

Mp =*Mn* = *Zx.fy* = 2096×2500
= 5240000 kg.cm = 52400 kg.m

ØMn = 0,9×*Mn* = 0,9×5240000
= 4716000 kg.cm = 47160 kg.m

2) Profil *Castellated Beam*



Gambar 6.1 Detail Potongan *Castellated Beam*

- *Ø* = 60^0
- Tan *Ø* = 1,73

Dimensi profil *castellated beam*:

- K_1 = 1.25
- $h = d(K_1-1)$ = 500 × (1,25-1) = 125 mm
- $dg = d+h$ = 500 + 125 = 625 mm
- $b = \frac{h}{tg\phi}$ = $\frac{125}{1,73}$ =72,2 mm
- $dt = st = \frac{dg-2tf}{2} - h = \frac{625-(2\times16)}{2} - 125$ = 171,5 mm
- $e = 2h$ = 2 × 125 = 250 mm
- $a_0 = 2b + e$ = 2 × 72,2 + 250= 394,34 mm
- $h_0 = 2h = e$ = 250 mm

Maka, profil WF menjadi profil *castellated* 625×200×10×16 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 625	mm	h_0	= 250	mm
bf	= 200	mm	a_0	= 394,3	mm
tw	= 10	mm	r	= 20	mm
tf	= 16	mm	h	= 553	mm

a) Ix dan Zx *Castellated* Tanpa Lubang

$$Ix = \tfrac{1}{12} b.d_g^{\,3} - \left(2 \times \tfrac{1}{12} \times \left(\frac{b - t_w}{2} \right) \left(d_g - 2t_f \right)^3 \right)$$

$$= \tfrac{1}{12}.200.625^3 - \left(2 \times \tfrac{1}{12} \times \left(\frac{200\text{-}10}{2} \right) \left(625 - 2.16 \right)^3 \right)$$

$$= 767319347{,}5 \text{ mm}^4 = 76731{,}93 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\tfrac{1}{4} \times b \times d_g^{\,2} \right) - \left(2 \times \tfrac{1}{4} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \times \left(d_g - 2t_f \right)^2 \right)$$

$$= \left(\tfrac{1}{4} \times 200 \times 625^2 \right) - \left(2 \times \tfrac{1}{4} \times \left(\frac{200\text{-}10}{2} \right) \times (625\text{-}2.16)^2 \right)$$

$$= 2827922{,}5 \text{ mm}^3 = 2827{,}92 \text{ cm}^3$$

b) Ix dan Zx *Castellated* Lubang

$$Ix = \frac{1}{12}b.d_g^3 - \left(2\times\frac{1}{12}\times\left(\frac{b - t_w}{2}\right)\left(d_g - 2t_f\right)^3\right) - \left(\frac{1}{12}\times t_w \times h_o^3\right)$$

$$= \frac{1}{12}.200.625^3 - \left(2\times\frac{1}{12}\times\left(\frac{200\text{-}10}{2}\right)\left(625 - 2.16\right)^3\right) - \left(\frac{1}{12}\times 10\times 250^3\right)$$

$$= 754298514{,}2 \text{ mm}^4 = 75429{,}85 \text{ cm}^4$$

$$Zx = \left(\frac{1}{4}\times b\times d_g^2\right) - \left(2\times\frac{1}{4}\times\left(\frac{b_f - t_w}{2}\right)\times\left(d_g - 2t_f\right)^2\right) - \left(\frac{1}{4}\times t_w\times h_0^2\right)$$

$$= \left(\frac{1}{4}\times 200\times 625^2\right) - \left(2\times\frac{1}{4}\times\left(\frac{200\text{-}10}{2}\right)\times(625\text{-}2.16)^2\right) - \left(\frac{1}{4}\times 10\times 250^2\right)$$

$$= 2671672{,}5 \text{ mm}^3 = 2671{,}67 \text{ cm}^3$$

3) Kontrol Kuat Momen Lentur

a) Ketika Solid

- Kontrol Pelat Sayap (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{200}{2\times 16} \le 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

6,25 < 10,75 (Penampang Kompak)

- Kontol pelat badan (Solid)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{553}{10} \le 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

55,3 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (solid)

$Mp=Mn = Zx\times fy = 2827{,}92 \times 2500$

$= 7069806{,}25$ kg.cm = 70698,06 kg.m

$ØMn = 0{,}9\times Mn = 0{,}9\times 7069806{,}25$

$= 6362825{,}6$ kg.cm = 63628,26 kg.m

Kontrol $ØMn \ge Mu$

63628,26 kg.m > 34083,16 kg.m **(OK)**

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

  Jarak penahan lateral (Lb) = 300 cm

  Lp = 215,549 cm ┐ Dari Tabel (Lp & Lr)

  Lr = 643,749 cm ┘

  $Lp < Lb < Lr \rightarrow$ Bentang Menengah

  Karena bentang menengah, maka :

  $$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

  Momen :

  M_a = 5776,13 kg.m

  M_b = 16779,42 kg.m

  M_c = 7106,69 kg.m

  M_{max} = 34083,16 kg.m

  $$Cb = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \le 2,3$$

  $$= \frac{12,5 \times 34083,16}{2,5 \times 34083,16 + 3 \times 5776,13 + 4 \times 16779,42 + 3 \times 7106,69}$$

  = 2,23>2,3

  $$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

  $$= 2,23\left[7069806,3 - \left(7069806,3 - 0,7 \times 2500 \times 1910\right)\left(\frac{300 - 215,549}{643,749 - 215,549}\right)\right]$$

  = 14131921,7 kg.cm = 141319,2 kg.m

  M_n = 141319,2 kg.m > M_p = 70698,06 kg.m

  Maka dipakai $Mn = Mp$ = 70698,06 kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $Ø\, M_n \ge M_u$

  $Ø\, M_n$ = 0,9 × 70698,06 kg.m

  = 63628,26 kg.m>M_u= 34083,16 kg.m **(OK)**

b) Ketika Lubang

- Kontol pelat badan (Lubang)

$$\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h - h_o}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow \frac{553-250}{10} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

30,3 < 106,35 (Penampang Kompak)

- Karena penampang kompak, maka Mn= Mp (Lubang)

$Mn = Mp - fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4} + e\right)$

$Mp = Z_x . F_y$ = 2671,67 cm^3 x 2500 kg/cm^2
= 6679181,25 kg.cm =66791,81 kg.m

$\triangle As = h_o \times tw = 25 \times 1 = 25\ cm^2$

$Mn = Mp - fy \times \Delta As\left(\frac{h_0}{4} + e\right)$

$= 6679181,3 - 2500 \times 25 \times \left(\frac{25}{4} + 0\right)$

= 6288556,25 kg.cm

$\emptyset Mn$ = 0,9 x M_n = 0,9 x 6288556,25 kg.cm
= 5659700,625 kg.cm = 56597,01 kg.m

Kontrol $\emptyset Mn \ge Mu$
56597,01 kg.m ≥ 34083,16 kg.m **(OK)**

4) Kontrol Kuat Geser
Syarat ASCE 3.2 hal 3326-3327

$$\frac{dg-2tf}{tw} \le \frac{1365}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{625-2.16}{10} \le \frac{1365}{\sqrt{250}} \rightarrow 59,3 \le 86,33 \quad \textbf{(OK)}$$

$$\frac{dg-2tf}{tw} \le \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{625-2.16}{10} \le \frac{1100}{\sqrt{250}} \rightarrow 59,3 \le 69,57 \quad \textbf{(OK)}$$

Maka pelat badan termasuk plastis.

a) Perbandingan Lebar Terhadap Tinggi Lubang

$$\frac{a_0}{h_0} < 3 = \frac{394,34}{250} = 1,57 < 3 \quad \textbf{(OK)}$$

b) Parameter Lubang

$$Po = \frac{a_0}{h_0} + \frac{6h_0}{d} = 1,57 + \frac{6x250}{625} = 3,98 < 5,6 \quad \textbf{(OK)}$$

(Balok Non Komposit = 5,6)

c) Kapasitas Geser Nominal Maksimum Pada Lubang

$Vnt \leq Vpt$

$$Vpt = \frac{f_y \times t_w \times d_t}{\sqrt{3}} = 2500 \times 1 \times \frac{17,15}{\sqrt{3}} = 24753,89 \text{ kg}$$

$\mu = 0$

$$V = \frac{a_0}{d_T} = \frac{394,34}{171,5} = 2,3$$

$$\frac{\sqrt{6} + \mu}{v + \sqrt{3}} = \frac{\sqrt{6}+0}{2,3+\sqrt{3}} = 0,61 \leq 1,00 \quad (\textbf{OK})$$

$$Vnt = \frac{\sqrt{6} + \mu}{v + \sqrt{3}} \times Vpt = \frac{\sqrt{6}+0}{2,3+\sqrt{3}} \times 24753,9$$

$$= 15040,55 \leq 24753,9 \quad (\textbf{OK})$$

$Vn = \Sigma Vnt = 2 \times Vnt = 2 \times 15040,55 = 30081,1$ kg

$\emptyset Vn = 0,9 \times Vn = 0,9 \times 30081,1 = 27073$ kg

Kontrol, $\emptyset Vn \geq Vu = 27073 \text{ kg} \geq 23036,4 \text{ kg}$ (**OK**)

5) Persamaan Interaksi

$$\left(\frac{M_u}{\emptyset M_n}\right)^3 + \left(\frac{V_u}{\emptyset V_n}\right)^3 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{34083,16}{56597,01}\right)^3 \times \left(\frac{23036,4}{27073}\right)^3 \leq 1,0$$

$0,83 \leq 1,00$ **(OK)**

6) Kontrol Jarak Antar Lubang

$S = 2(b+e) = 2\times(72,2+250) = 644,3$ mm

$S \geq h_0 = 644,3 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$ **(OK)**

$S \geq a_0 = 644,3 \text{ mm} \geq 394,33 \text{ mm}$ **(OK)**

$$Vp = \frac{fy \times tw \times dg}{\sqrt{3}} = \frac{2500\times1\times62,5}{\sqrt{3}} = 90210,98 \text{ kg}$$

$$S \geq a_0 \left(\frac{\frac{Vu}{\phi Vp}}{1-\frac{Vu}{\phi Vp}} \right)$$

$$644,3 \geq 394,33 \times \left(\frac{\frac{23036,4}{0,9\times90210,98}}{1-\frac{23036,4}{0,9\times90210,98}} \right)$$

644,3 mm ≥ 156,21 mm **(OK)**

7) Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,2 \text{cm}$$

$f_{terjadi}$ = 0,432 cm

$f_{terjadi} \leq f_{ijin}$ = 0,432 cm ≤ 2,2 cm **(OK)**

Jadi Profil *Castellated Beam* 625×200x10x16 dapat digunakan sebagai balok induk (BI 1) lantai 1-3 Tower H

6.2.2 Balok Induk (BI 2) Lantai 1-3 Tower H

Berikut ini merupakan contoh perhitungan balok induk (BI 2) pada lantai 1-3. Dari hasil SAP 2000 dari kombinasi terbesar terdapat pada lantai 3 As G 7-8 diperoleh:

M_u = 4765,16 kg.m

V_u = 4914,54 kg

F^0 = 0,01 cm

Balok induk dengan bentang 2,8m ini direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan Fy 250 MPa (BJ 41), dengan data-data sebagai berikut:

w	= 49,6	kg/m	r	= 14	mm
d	= 350	mm	Zx	= 841	cm3
bf	= 175	mm	Zy	= 172	cm3
tw	= 7	mm	Sx	= 775	cm3
tf	= 10	mm	Sy	= 112	cm3
Ix	= 13600	cm4	ix	= 14,7	cm
Iy	= 984	cm4	iy	= 3,95	cm
E	= 200000	MPa	h	= 300	mm

1) Cek Penampang
   - Pelat Sayap

     $\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{b}{2tf} \le 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}}$

     $\frac{175}{2\times 10} \le 0,38\sqrt{\frac{200000}{250}}$

     7,95≤10,75 (Penampang Kompak)
   - Pelat Badan

     $\lambda \le \lambda p \rightarrow \frac{h}{tw} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}}$

     $\frac{300}{7} \le 3,76\sqrt{\frac{200000}{250}}$

     42,8≤106,35 (Penampang Kompak)

     Karena penampang kompak, maka Mn= Mp

     $Mp = Mn = Zx.fy = 841 \times 2500$

     = 2102500 kg.cm = 21025 kg.m

   - Cek kemampuan penampang

     $\emptyset M_n \ge M_u$

$\emptyset M_n$ = 0,9 × 21025 kg.m
= 18922,50 kg.m>M_u= 4765,16 kg.m **(OK)**

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
Jarak penahan lateral (Lb) = 285 cm
Lp = 196,632 cm ┐Dari Tabel (Lp & Lr)
Lr = 570,599 cm ┘
$Lp < Lb < Lr \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka :

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

Momen :
M_a = 1808,07 kg.m
M_b = 686,3 kg.m
M_c = 1788,85 kg.m
M_{max} = 4765,16 kg.m

$$Cb = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \le 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 47615,16}{2,5 \times 47615,16 + 3 \times 1808,07 + 4 \times 686,3 + 3 \times 1788,85}$$

= 2,34<2,3

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

$$= 2,34\left[2102500 - \left(2102500 - 0,7 \times 2500 \times 775\right)\left(\frac{285 - 196,632}{570,599 - 196,632}\right)\right]$$

=4430172,4 kg.cm = 44301,7 kg.m
M_n = 44301,7 kg.m > M_p = 21025 kg.m
Maka dipakai $Mn = Mp$ = 21025 kg.m

- Cek kemampuan penampang
$\emptyset M_n \ge M_u$

$\emptyset M_n$ = 0,9 × 21025 kg.m
= 18922,50 kg.m>M_u= 4765,16 kg.m **(OK)**

2) Kontrol Kuat Geser
Vu = 4914,54 kg

$$\frac{h}{tw} \le 1,1\sqrt{k_v \frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{300}{7} \le 1,1\sqrt{5 \times \frac{200000}{250}}$$

$42,86 \le 69,570 \rightarrow$ plastis

h/tw <260 maka, k_v = 5 (SNI 1729:2015, Pasal G2.1)
maka, C_v = 1,00 sehingga
Maka, $\emptyset V_n$ = 0,9 × (0,6 f_y A_w C_v)
= 0,9 × (0,6 x 2500 x (17,5 x 0,7) × 1,0
=18375 kg

Syarat : $\emptyset V_n \ge V_u$
16537,5 kg ≥ 4914,54 kg **(OK)**

3) Kontrol Lendutan

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{280}{360} = 0,8$cm
$f_{terjadi}$ = 0,01 cm
$f_{terjadi} \le f_{ijin}$ = 0,01 cm ≤ 0,8 cm **(OK)**

Jadi Profil *WF* 350×175x7x11 dapat digunakan sebagai balok induk (BI 2) lantai 1-3 Tower H

6.3 Perencanaan Struktur Kolom

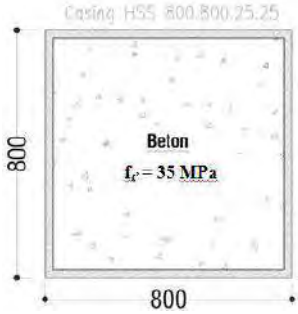
6.3.1 Kolom 1-3 Tower H

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan komposit CFT dengan profil HSS 800×800×25×25 dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

d = 800 mm	I_x = 776615 cm^4
b_f = 800 mm	I_y = 776615 cm^4
t_w = 25 mm	i_x = 31.66cm
t_f = 25 mm	i_y = 31.66 cm
A = 775 cm^2	S_x = 19415 cm^3
Z_x = 22531 cm^3	
h = 750 mm	
f_y = 250 MPa	

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut:

Pu = 692771,6 kg
Mux = 49040,76 kg.m
Muy = 30382,76 kg.m
Bahan :
BJ 41 : f_y = 2500 kg/cm^2
f_u = 4100 kg/cm^2
Beton : f_c' = 35 MPa = 3500 kg/cm^2



Gambar 6.2 Penampang Kolom Komposit CFT dengan Profil HSS 800 × 800 × 25 × 25

a. Kuat nominal tekan kolom komposit

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{775}{5625 + 775} = 12{,}11\% \geq 4\% \textbf{ (OK)}$$

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{min} = 800 \times \sqrt{\frac{240}{3 \times 2 \times 10^5}} = 16 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \quad \textbf{(OK)}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 25} = 16$$

$$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26\sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63{,}92$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 16 \leq 63{,}92$ ➔ penampang kompak

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$$

$$P_p = 2500 \times 775 + 0.85 \times 400\left(5625 + 0\right)$$

$$P_p = P_{no} = 3610937{,}5 \text{ kg}$$

b. Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2\times 25} = 16$$

$$\lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}12\sqrt{\frac{2\times 10^5}{250}} = 31{,}68$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 16 \le 31{,}68$ ➔ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \,.\, Z_x = 2500 \times 22531 = 56327500$ kg.cm
  $= 563275$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset \,.\, M_n \ge M_u$

  $\emptyset \,.\, M_n = 0.9 \times 563275$
  $= 506947{,}5$ kg.m $\ge 49040{,}76$ kg.m

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom-d_{balok}

  L_b = 400-31,25 =368,75 cm.

$$L_p = 1{,}76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76 \times 31{,}66 \times \sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 1576{,}04\text{cm}$$

$L_b \le L_p \rightarrow 337{,}5$ cm $\le 1576{,}04$ cm ➔ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \,.\, Z_x = 2500 \times 22531 = 56327500$ kg.cm
  $= 563275$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset \,.\, M_n \ge M_u$

  $\emptyset \,.\, M_n = 0.9 \times 563275$
  $= 506947{,}5$ kg.m $\ge 49040{,}76$ kg.m

c. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}}$$

- Arah sumbu X :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

M_1 = 12.02,63 kg.m
M_2 = 49040,76 kg.m
M_{nt} = 393,24 kg.m
M_{lt} = 48705,12 kg.m

C_m = 0,498
P_{e1} = 95811035,27 kg
B_1 = 0,5< 1,0 maka digunakan 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

P_{story} = 51665,13 kg
P_{mf} = 40505,81 kg

R_m = 1-0,15(P_{mf}/P_{story})
= 1- 0,15(40505,81 / 51665,13)
= 0,88
ΔH = 8,22 mm (simpangan lantai 1 arah X)
H = 9633,87 (geser tingkat dari gaya lateral)
L = 4000 mm

$P_{e\ story}$ $= R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 0,88 \frac{9633,87 \times 4000}{8,22}$

$= 4136699,3$ kg

B_2 $= 1,013 > 1.0$ maka digunakan 1,013

- Momen terfaktor pada sumbu X

M_{rx} $= B1 \times M_{nt} + B2 \times M_{lt}$

$= 1 \times 393,24 + 1,013 \times 48705,12$

$= 49714,4$ kg.m

- Arah sumbu Y :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

M_1 = 12892,22 kg.m

M_2 = 30382,76 kg.m

M_{nt} = 50,5 kg.m

M_{lt} = 30370,17 kg.m

C_m = 0,43

P_{e1} = 95811035,27 kg

B_1 = 0,43< 1,0 maka digunakan 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

P_{story} = 161983,24 kg

P_{mf} = 81134,49 kg

R_m $= 1-0,15(P_{mf}/P_{story})$

$= 1- 0,15(81134,49 / 161983,24)$

$= 0,925$

ΔH = 6,9 mm (simpangan lantai 1 arah Y)

H = 5402,7 (geser tingkat dari gaya lateral)

L = 4000 mm

$P_{e\ story}$ $= R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 0,925 \frac{5402,7 \times 4000}{6,9}$

$= 2896685,6$ kg

B_2 = 1,06> 1.0 maka diguanakan 1,06

- Momen terfaktor pada sumbu Y

M_{ry} = $B1 \times M_{nt} + B2 \times M_{lt}$

= 1×50,5+1,06×30370,17

= 32219,57 kg.m

- Kuat aksial orde kedua

P_{nt} = 692771,6 kg

P_{lt} = 6749,22 kg

P_r = $P_{nt} + B_2 \times P_{lt}$

= 692771,6 + 1,06×6749,22

= 699920,6 kg

d. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{\varphi_c P_n} = \frac{699920,6}{0,90 \times 3610937,5} = 0,215 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$\frac{699920,6}{3249843,8} + \frac{8}{9}\left(\frac{49714,35}{506947,5} + \frac{32219,57}{506947,5}\right) = 0,4 \leq 1$$

Maka, profil HSS 800 x 800 x 25 x 25 dapat digunakan sebagai profil kolom lantai 1-3 tower H.

6.4 Perencanaan Dinding Geser Plat Baja *(SPSW)*

6.4.1 Desain Dinding Geser Plat Baja

Berikut ini adalah perhitungan dinding geser plat baja dan pengaruhnya terhadap balok *(HBE)* dan kolom *(VBE)*. Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya geser pada dinding geser yaitu

Vu = 48403,19 kg

Bahan :
BJ 41 : f_y = 2500 kg/cm^2
f_u = 4100 kg/cm^2
Dimensi :
L × h = 3 m × 4 m

1) Tebal dinding geser
Asumsi sudut tarik SPSW 30° dari *VBE*.

$$\varphi V_n = 0,90 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$48403,19 = 0,90 \times 0,42 \times 2500 \times t_w \times 300 \times \sin(2 \times 30°)$$

t_w = 0,2 cm digunakan t_w = 0,4 cm

2) Sudut tarik aktual sesuai ketebalan *SPSW*

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right]}}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{0,4 \times 300}{2 \times 775}}{1 + 0,4 \times 400 \left[\frac{1}{307,6} + \frac{400^3}{360 \times 776615 \times 300} \right]}}$$

α = 41,98° memenuhi syarat 30°<α<55°

3) Kekuatan geser aktual *SPSW*

$$\varphi V_n = 0,90 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$\varphi V_n = 0,90 \times 0,42 \times 2500 \times 0,4 \times 300 \times \sin(2 \times 41,98°)$$

ϕV_n = 112773,33 kg > 48403,19 kg **(OK)**

6.4.2 Kontrol Desain Balok *(HBE)*

Balok untuk dinding geser direncanakan dengan profil WF 800×300×16×30 dengan bentang 9 m

W	= 241 kg/m	r	= 28 mm	h_w	= 808-2(30+28)
A	= 307,6 cm^2	Z_x	= 9287 cm^3		= 692 mm
t_w	= 16 mm	i_y	= 6,7cm	b_f	= 302 mm
t_f	= 30 mm	I_x	= 339000 cm^4		
d	= 808 mm	I_y	= 13800 cm^4		

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari *SPSW*.

1) Momen pada balok *(HBE)* akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai q_u

$$q_u = R_y f_y \left(t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2\right)$$

$$q_u = 1,5 \times 2500 \left(0,4 \times \cos^2 41,98° - 0,4 \times \cos^2 41,98°\right)$$

$$q_u = 0 \text{ kg/cm}$$

Panjang beban terbagi merata q_u

$$L_h = L - 2\left[\tfrac{1}{2}\left(d_c + d_b\right)\right]$$

$$L_h = 900 - 2\left[\tfrac{1}{2}\left(80 + 80.8\right)\right]$$

$$L_h = 739,2 \text{cm}$$

Jadi momen pada balok akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{0 \times 289,2^2}{8} = 0 \text{ kg.cm} = 0 \text{ kg.m}$$

Momen tersebut adalah momen akibat dari SPSW sehingga perlu ditambah dengan momen akibat beban gravitasi.

Mu = 0 + 8838,03 = 8838,03 kg.m

2) Gaya aksial pada balok *(HBE)*

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

$$P_{HBE(VBE)} = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \begin{bmatrix} \sin^2(41,98°) \times 0,4 \times 359,6 \\ +\sin^2(41,98°) \times 0,4 \times 359,6 \end{bmatrix}$$

$$P_{HBE(VBE)} = 241385,5 \text{ kg}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y f_y [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] L_{cf}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times [0] \times (900 - 80)$$

Nilai $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})]$=0 karena dimensi *SPSW* lantai 1 dan atasnya sama.

$$P_{HBE(web)} = 0 \text{ kg}$$

Nilai P_{HBE} pada balok akibat distibusi gaya dari *SPSW* adalah :

$$P_{HBE} = 241385,5 \pm \frac{1}{2} \times 0$$

$$P_{HBE} = 241385,5 \text{ kg (tekan)}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1 / P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1,0$$

$$KL = 1 \times 900 = 900 \text{ cm}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \left(2\times10^6\right)\times\left(339000\right)}{\left(900\right)^2}$$

$$P_{e1} = 8252850{,}4 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1-\frac{1\times 241385{,}5}{8252850{,}4}} = 1{,}03 \geq 1{,}0$$

- Karena nilai B_1 = 1,03 ,maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$P_r = P_u = 241385{,}5 \text{ kg}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

= 1,03×8838,03
= 9104,3 kg.m

3) Gaya geser pada balok *(HBE)* akibat *SPSW*
Gaya gesr dihitung dengan sebagai berikut:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok, M_{pr} , dihitung dengan berdasarkan V_u balok yang telah diperlemah *(strength reduced)*. Perlemahan diasumsikan 2/3 dari modulus penampang plastik balok.

$$M_{pr} = 1{,}1 R_y f_y Z_{RBS}$$

= 1,1 × 1,5 × 2500 × (2/3 ×9287)
= 25539250 kg.cm
= 255392,5 kg.m

Gaya aksial *HBE* pada sambungan mugkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$P_y = f_y A_g$$
$$= 2500 \times 307,6$$
$$= 769000 \text{ kg}$$
$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{241385,5}{769000}$$
$$= 0,31 > 0,2$$
$$M^*_{pr} = \frac{9}{8}\left(M_{pr}\right)\left[1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_y}\right]$$
$$= \frac{9}{8}\left(255392,5\right)\left[1 - \frac{241385,5}{769000}\right]$$
$$= 197129,3 \text{ kg.m}$$

V_{ug} yang merupakan gaya geser akibat beban gravitasi merupakan hasil output SAP 2000. V_{ug} = 7907,07 kg

$$V_u = \frac{2 \times 197129,26}{9} + 7907,07$$
$$= 51713,57 \text{ kg}$$

4) Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 30} = 5,03$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38\sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 5,03 \le 10,75$ ➔ penampang sayap kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76\sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106,35$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 43,25 \le 106,35$ ➔ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \,.\, Z_x = 2500 \times 9287 = 23217500$ kg.cm
  $= 232175$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \,.\, M_n \ge M_u$
  $\emptyset_b \,.\, M_n = 0.9 \times 232175$
  $= 208957,5$ kg.m $> 9104,32$ kg.m **(OK)**

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  Panjang tak terkekang adalah jarak antar *shear conector* sesuai tabel perencanaan bondex sehingga $L_b = 40$ cm.

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 6,70 \times \sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 333,53\text{cm}$$

  $L_b \le L_p \rightarrow 40 \text{ cm} \le 333,53 \text{ cm}$ ➔ bentang pendek

  - Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

    $M_p = f_y \,.\, Z_x = 2500 \times 9287 = 23217500$ kg.cm
    $= 232175$ kg.m

  - Cek kemampuan penampang

    $\emptyset_b \,.\, M_n \ge M_u$
    $\emptyset_b \,.\, M_n = 0,9 \times 232175$
    $= 208957,5$ kg.m $> 9104,32$ kg.m **(OK)**

5) Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25 \;;\; 1,10\sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1,10\sqrt{5 \times \frac{2\times10^6}{2400}} = 69,57$$

karena $\frac{h_w}{t_w} \le 1,10\sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 43,25 \le 69,57$

maka $C_v = 1,00$; sehingga

$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$

= 0,6×2500×(80,8×1,60)×1,00

= 193920 kg

$\emptyset Vn \geq Vu$

$\emptyset Vn$ = 0,9 ×193920

= 174528 kg > 51713,57 kg **(OK)**

6) Kekuatan tekan balok *(HBE)*

L = 900 cm

K_c = 1,00

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2\times10^6}{\left(\frac{1,00\times900}{6,70}\right)^2} = 1092,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{1092,83} = 2,3$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 2,3 < 2,25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$f_{cr} = 0.877 f_e$ =0,877.1092,83=958,4 kg/cm²

$P_n = f_{cr} \times A_g$

= 958,4 × 307,6 = 294808,4 kg

$\emptyset P_n$ = 0,85 × 294808,4

= 250587,11 kg > 241385,5 kg **(OK)**

7) Interaksi aksial dan lentur balok *(HBE)*

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{0,85.P_n} = \frac{241385,5}{0,85 \times 294808,4}$$

$$= 0,9 > 0,2$$

$$\frac{M_r}{M_c} = \frac{9104,32}{208957,5}$$

$$= 0,04$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_r}{M_c}\right) = 0,9 \le 1,0 \quad \textbf{(OK)}$$

8) Kontrol momen inersia balok *(HBE)* terhadap *SPSW*

$$I_{HBE} \ge 0,003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h}$$

$$= 0,003 \frac{(0) \times 900^4}{400}$$

$$I_{HBE} = 339000 \ge 0,00 \quad \textbf{(OK)}$$

9) Kontrol ketebalan plat badan balok *(HBE)*

$$t_{w\,HBE} \ge \frac{t_w R_y f_y}{f_{y\,\mathrm{HBE}}}$$

$$\ge \frac{0,4 \times 1,5 \times 2500}{2500}$$

$$\ge 0,6 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,6 \text{ cm} \ge 0,6 \text{ cm} \quad \textbf{(OK)}$$

Balok 800×300×16×30 aman digunakan untuk balok *(HBE)* komponen *SPSW*.

6.4.3 Kontrol Desain Kolom *(VBE)*

Kolom pada dinding geser direncanakan komposit CFT dengan profil HSS 800×800×25×25 dengan mutu inti beton f'_c= 35 MPa dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

d	= 800 mm	I_x	= 776615 cm^4
b_f	= 800 mm	I_y	= 776615 cm^4
t_w	= 25 mm	i_x	= 31.66 cm
t_f	= 25 mm	i_y	= 31.66 cm
A	= 775 cm^2	S_x	= 19415 cm^3
Z_x	= 22531 cm^3		
h	= 750 mm		
f_y	= 240 MPa		

1) Gaya aksial pada kolom *(VBE)*

P_u = 390166,38 kg (akibat beban gravitasi)

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \left[\sin\left(2 \times 41,98°\right) \times 0,4 \times 359,6 \times 2 \right] + \left(2 \times 51713,57\right)$$

= 639846,29 kg

$P_{u\ total}$ = 390166,38 + 639846,29

= 1030012,67 kg

Nilai P_{VBE} pada kolom merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1 / P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1,0$$

$$KL = 1 \times 359,6 = 359,6 \text{ cm}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \left(2\times10^6\right)\times\left(776615\right)}{\left(359,6\right)^2}$$

$$P_{e1} = 118548524 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1-\frac{1\times 1030012,67}{118548524}} = 1,01 \geq 1,0$$

Karena nilai B_1 = 1,01 maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

2) Momen pada kolom *(VBE)* akibat *SPSW*

- Momen lentur akibat dari tarikan dinding geser *(SPSW)* pada sambungan.

$$M_{VBE\,(web)} = R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w \left(\frac{h_c^2}{12}\right)$$

$$= 1,5\times 2500\times \sin^2\left(41,98°\right)\times 0,4\times\left(\frac{359,6^2}{12}\right)$$

= 7233517,44 kg.cm
= 72335,17 kg.m

- Momen lentur pada kondisi kolom *(VBE)* mengalami tekan.

$$M_{VBE\,(HBE)} = \frac{1}{2}\sum M_{pb}$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{1,1R_y} + V_{ush}$$

$$= \frac{25539250}{1,1\times1,5} + 51713,57\times\left[\frac{80}{2}+\frac{80,8}{2}\right]$$

$$= 19636104,46 \text{ kg.cm}$$

$$= 196361,04 \text{ kg.m}$$

$$P_u = \frac{1}{2}P_{HBE(web)}$$

$$= 0,5 \times 0$$

$$= 0$$

$$P_u / P_y = \frac{0}{2500\times775}$$

$$= 0$$

$$M^*_{pr} = (1,1R_y f_y Z)\left[1-\frac{1}{2}\frac{P_{u(HBE)}}{P_y}\right]$$

$$= (1,1\times1,5\times2500\times22531)\times\left[1-\frac{1}{2}\times\frac{241385,5}{2500\times775}\right]$$

$$= 87150838,33 \text{ kg.cm}$$

$$= 871508,38 \text{ kg.m}$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{1,1R_y} + V_{ush}$$

$$= \frac{871508,38}{1,1\times1,5} + 51713,57\times\left[\frac{80}{2}+\frac{80,8}{2}\right]$$

$$= 56976461,03 \text{ kg.cm}$$

$$= 569764,61 \text{ kg.m}$$

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2}\sum M_{pb}$$

$$= 0,5 \times (196361,04 + 569764,61)$$

$$= 383062,83 \text{ kg.m}$$

$$M_u = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)}$$

$$= 72335,17 + 383062,83$$

$$= 455398 \text{ kg.m}$$

- Nilai B_1 = 1,01 faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$
$$= 1{,}01 \times 455398$$
$$= 459389{,}4 \text{ kg.m}$$

3) Gaya geser pada kolom *(VBE)* akibat *SPSW*

$$V_{VBE\,(web)} = \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$
$$= 0{,}5 \times 1{,}5 \times 2500 \times \sin^2(41{,}98°) \times 0{,}4 \times 359{,}6$$
$$= 120692{,}73 \text{ kg}$$
$$V_{VBE\,(HBE)} = \sum \frac{1}{2}\left(\frac{M_{pc}}{h_c}\right)$$
$$= \frac{\frac{1}{2}(383062{,}83 + 455398)}{359{,}6/100}$$
$$= 116582{,}43 \text{ kg}$$

Gaya geser total adalah :

$$V_u = V_{VBE\,(HBE)} + V_{VBE\,(web)}$$
$$= 120692{,}73 + 116582{,}43$$
$$= 237275{,}16 \text{ kg}$$

4) Kontrol kekuatan tekan kolom komposit *(VBE)*
Pada struktur dinding geser *(SPSW)* inti beton menggunakan beton dengan kuat tekan f'_c= 35 MPa

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 25} = 16$$

$$\lambda_p = 2,26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26\sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 63,9$$

$\lambda \le \lambda_p \rightarrow 16 \le 63,9$ ➔ penampang kompak

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$$

$$P_p = 2500\times775 + 0,85\times350\left(5625+0\right)$$

$$P_p = P_{no} = 3610938 \text{ kg}$$

5) Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{692}{25} = 27,68 \text{ ; } 1,10\sqrt{k_v\frac{E}{f_y}} = 1,10\sqrt{5\times\frac{2\times10^6}{2500}} = 69,57$$

karena $\frac{h_w}{t_w} \le 1,10\sqrt{k_v\frac{E}{f_y}} \rightarrow 27,68 \le 69,57$

maka $C_v = 1,00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0,6\times2500\times\left(2\times80\times2,50\right)\times1,00$$

Vn = 600000 kg

Ø Vn ≥ Vu

Ø Vn = 0,9 ×600000

= 540000 kg > 237275,16 kg **(OK)**

6) Interaksi aksial dan lentur kolom *(VBE)*

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1030012,67}{0,9\times3610938}$$

= 0,32> 0.2

$$\frac{M_r}{M_c} = \frac{459389,42}{0,9 \times 2500 \times 22531}$$

$$= 0,01$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_r}{M_c}\right) = 0,33 \leq 1,0 \qquad \textbf{(OK)}$$

6.5 Rekapitulasi Struktur Primer

Balok induk dibagi menjadi 2 tipe per 3 lantai. BI 1 untuk balok dengan panjang 8 dan 9 m. BI 2 untuk balok dengan panjang 4,4 m. Berikut ini merupakan rekapitulasi dari perhitungan struktur primer.

6.5.1 Balok Induk 1 Tower G dan H

1. Lantai 1-3 : CB 625x200x10x16
2. Lantai 4-6 : CB 550x300x11x18
3. Lantai 7-9 : CB 487,5x300x10x16
4. Lantai Atap: CB 437,5x175x7x11

6.5.2 Balok Induk 2 Tower G dan H

1. Lantai 1-3 : WF 350x175x7x11
2. Lantai 4-6 : WF 300x200x9x14
3. Lantai 7-9 : WF 250x175x7x11
4. Lantai Atap: WF 250x125x5x8

6.5.3 Kolom Tower G dan H

1. Lantai 1-3 : HSS 800x800x25x25
2. Lantai 4-6 : HSS 700x700x22x22
3. Lantai 7-Atap : HSS 600x600x16x16

6.5.4 Steel Plate Shear Wall

1. Tower G dan H : t = 4 cm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII
PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok induk dengan balok anak merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

7.1.1 Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Asrama

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai asrama sebesar Vu = 9961,11 kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60×60×6 dengan perencanaan sebagai berikut:

1) Sambungan siku dengan balok anak

   Direncanakan :

   Øbaut = ½ inch = 12,7 mm (A_b = 1,266 cm²)

   Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)

   Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0.5)

   a) Kuat geser baut

      Ø.Vn = Ø × r_1 × fu × m × Ab

      = 0,75 × 0.5 × 5000 × 2 × 1,266

      = 4747,97 kg **(menentukan)**

   b) Kuat tumpu baut

      Ø.Rn = Ø × 2,4 × db × tp × fu

      = 0,75 × 2,4 × 1,27 × 0,6 × 4100

      = 5623,56 kg

      n = $\frac{9961{,}11}{4747{,}97} = 2{,}1$, dipasang 3 buah

      Kontrol kuat baut,

      n. Ø.Rn ≥ Vu

      3×4747,97 ≥ 9961,11 kg

      14243,92 kg ≥ 9961,11 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :

Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 19,05 mm s/d 124 mm atau 200 mm
Pakai S1 = 20 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 15,88 mm s/d 24 mm atau 150 mm
Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 38,1 mm s/d 90 mm atau 200 mm
Pakai S = 40 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 12,7 + 1,5 = 14,2 mm = 1,42 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 20 + (3-1) x 40
= 120 mm = 12 cm

a) Luas bidang geser

Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (12 – 2 x 1,42) x 0,6
= 4,64 cm^2

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)

2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 4,64)
= 17601,3 kg

Kontrol kekuatan plat siku,

2ØVn ≥ Vu
17601,3 kg > 9961,11 kg **(OK)**

2) Sambungan balok induk dengan siku

Direncanakan :
Øbaut = ½ inch = 12,7 mm (A_b = 1,266 cm^2)

Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)
Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0.5)

a) Kuat geser baut
   Ø.Vn = Ø × r_1 × fu × m × Ab
   = 0,75 × 0,5 × 5000 × 1 × 1,266
   = 2374 kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut
   Ø.Rn = Ø × 2,4 × db × tp × fu
   = 0,75 × 2,4 × 1,27 × 0,6 × 4100
   = 5623,56 kg
   n = $\frac{9961,11}{2374} = 4,2$, dipasang 6 buah
   Kontrol kuat baut,
   n. Ø.Rn ≥ Vu
   6×2374 ≥ 9961,11 kg
   14243,92 kg ≥ 9961,11 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :
   Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
   = 19,05 mm s/d 124 mm atau 200 mm
   Pakai S1 = 20 mm
   (S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
   = 15,88 mm s/d 24 mm atau 150 mm
   Pakai S2 = 20 mm
   Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
   = 38,1 mm s/d 90 mm atau 200 mm
   Pakai S = 40 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :
   Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
   d1 = 12,7 + 1,5 = 14,2 mm = 1,42 cm
   L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 20 + (3-1) x 40
   = 120 mm = 12 cm

a) Luas bidang geser

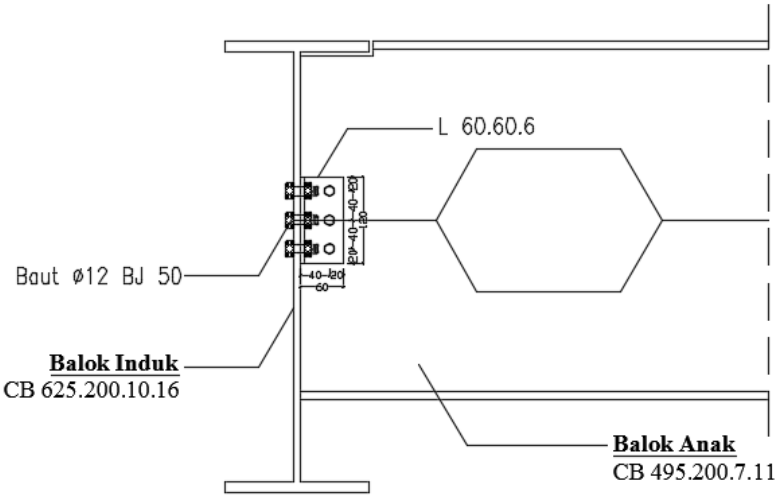
Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (12 – 2 x 1,42) x 0,6
= 4,64 cm²

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)

2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 4,64)
= 17601,3 kg

Kontrol kekuatan plat siku,

2ØVn ≥ Vu
17601,3 kg > 9961,11 kg **(OK)**



Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Asrama

7.1.2 Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Atap

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai atap sebesar Vu = 6106,86 kg.

Sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60×60×6 dengan perencanaan sebagai berikut:

1) Sambungan siku dengan balok anak

Direncanakan :

Øbaut = ½ inch = 12,7 mm (A_b = 1,266 cm²)

Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)

Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

a) Kuat geser baut

Ø.Vn = Ø × r_1 × fu × m × Ab

= 0,75 × 0,5 × 5000 × 2 × 1,266

= 4747,97 kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø × 2,4 × db × tp × fu

= 0,75 × 2,4 × 1,27 × 0,6 × 4100

= 5623,56 kg

n = $\frac{6106,86}{4747,97} = 1,29$, dipasang 2 buah

Kontrol kuat baut,

n. Ø.Rn ≥ Vu

3×4747,97 ≥ 6106,86 kg

9495,95 kg ≥ 6106,86 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :

Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 19,05 mm s/d 124 mm atau 200 mm

Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 15,88 mm s/d 24 mm atau 150 mm

Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 38,1 mm s/d 90 mm atau 200 mm

Pakai S = 40 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :
Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 12,7 + 1,5 = 14,2 mm = 1,42 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 25 + (2-1) x 40
= 90 mm = 9 cm
a) Luas bidang geser
Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (9 – 2 x 1,42) x 0,6
= 3,7 cm²

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)
2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 3,7)
=13638,24 kg
Kontrol kekuatan plat siku,
2ØVn ≥ Vu
13638,24 kg > 6106,86 kg **(OK)**

2) Sambungan balok induk dengan siku
Direncanakan :
Øbaut = ½ inch = 12,7 mm (A_b = 1,266 cm²)
Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)
Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0.5)
a) Kuat geser baut
Ø.Vn = Ø × r_1 ×fu × m × Ab
= 0,75 × 0.5 × 5000 × 1 × 1,266
= 2373,98 kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut
Ø.Rn = Ø × 2,4 × db × tp × fu
= 0,75 × 2,4 × 1,27 × 0,6 × 4100
= 5623,56 kg
n = $\frac{6106,86}{2373,98} = 2,57$, dipasang 4 buah

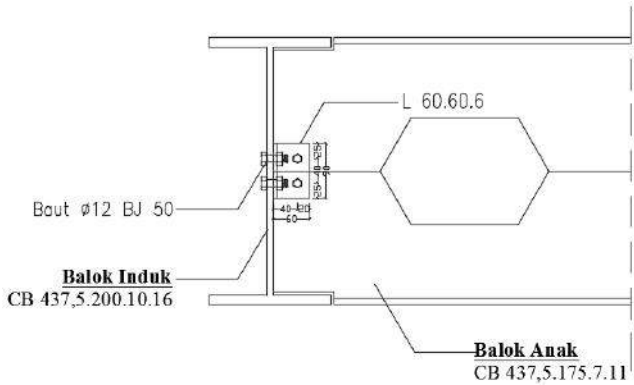
Kontrol kuat baut,
n. Ø.Rn ≥ Vu
4×2373,98 ≥ 6106,86 kg
9495,95 kg ≥ 6106,86 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :
Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 19,05 mm s/d 124 mm atau 200 mm
Pakai S1 = 25 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 15,88 mm s/d 24 mm atau 150 mm
Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 38,1 mm s/d 90 mm atau 200 mm
Pakai S = 40 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :
Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 12,7 + 1,5 = 14,2 mm = 1,42 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 25 + (2-1) x 40
= 90 mm = 9 cm
a) Luas bidang geser
Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (9 – 2 x 1,42) x 0,6
= 3,7 cm²
b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)
2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 3,7)
=13638,24 kg
Kontrol kekuatan plat siku,
2ØVn ≥ Vu
13638,24 kg > 6106,86 kg **(OK)**



Gambar 7.2 Sambungan Balok Anak 1 dengan Balok Induk Lantai Atap

7.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungann sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar Vu = 1303,18 kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40×40×4.

1) Sambungan siku dengan balok utama tangga

Direncanakan :

Øbaut = 8 mm (A_b = 0,5024 cm²)

Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)

Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0.5)

a) Kuat geser baut

Ø.Vn = Ø × r_1 × fu × m × Ab

= 0,75 × 0,5 × 5000 × 2 × 0,5024

= 1884 kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø × 2,4 × db × tp × fu

= 0,75 × 2,4 × 0,8 × 0,4 × 4100

= 1440 kg

n = $\frac{1303,18}{1440} = 0,9$, dipasang 2 buah

Kontrol kuat baut,

n. Ø.Rn ≥ Vu

2×1440 ≥ 1303,18 kg

2880 kg ≥ 1303,18 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :

Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 12 mm s/d 116 mm atau 200 mm
Pakai S1 = 15 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 10 mm s/d 48 mm atau 150 mm
Pakai S2 = 20 mm
Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 24 mm s/d 60 mm atau 200 mm
Pakai S = 30 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :

Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 8 + 1,5 = 9,5 mm = 0,95 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 15 + (2-1) x 30
= 60 mm = 6 cm

a) Luas bidang geser

Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (6 – 2 x 0,95) x 0,4
= 1,64 cm²

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)

2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 1,64)
=3690 kg

Kontrol kekuatan plat siku,

$2\text{Ø}Vn \geq Vu$

3690 kg > 1303,18 kg **(OK)**

2) Sambungan siku dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

Øbaut = 8 mm (A_b = 0,5024 cm²)

Mutu baut BJ 50 (f_u = 5000 kg/cm²)

Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0.5)

a) Kuat geser baut

$\text{Ø}.Vn = \text{Ø} \times r_1 \times fu \times m \times Ab$

$= 0{,}75 \times 0{,}5 \times 5000 \times 1 \times 0{,}5024$

= 942 kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut

$\text{Ø}.Rn = \text{Ø} \times 2{,}4 \times db \times tp \times fu$

$= 0{,}75 \times 2{,}4 \times 0{,}8 \times 0{,}4 \times 4100$

= 1440 kg

$n = \frac{1303{,}18}{942} = 1{,}38$ dipasang 4 buah untuk 2 sisi

Kontrol kuat baut,

$n.\ \text{Ø}.Rn \geq Vu$

$4 \times 942 \geq 1303{,}18$ kg

3768 kg ≥ 1303,18 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :

Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 12 mm s/d 116 mm atau 200 mm

Pakai S1 = 15 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 10 mm s/d 48 mm atau 150 mm

Pakai S2 = 20 mm

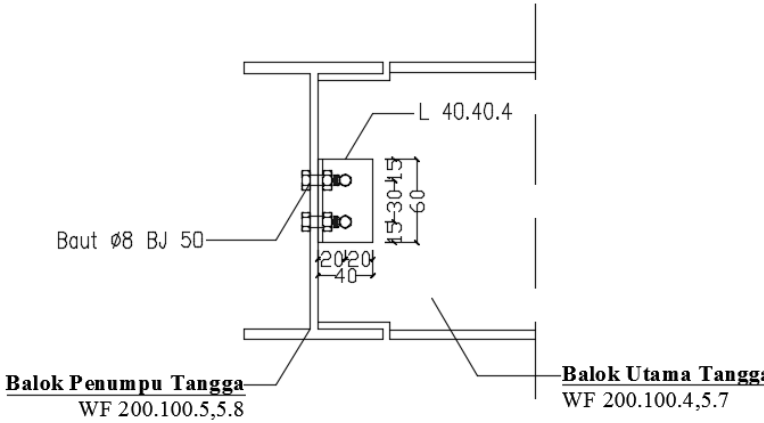
Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 24 mm s/d 60 mm atau 200 mm
Pakai S = 30 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :
Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 8 + 1,5 = 9,5 mm = 0,95 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 30 + (2-1) x 0
= 60 mm = 6 cm

a) Luas bidang geser
Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (6 – 2 x 0,95) x 0,4
= 1,64 cm²

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)
2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 1,64)
= 3690 kg
Kontrol kekuatan plat siku,
2ØVn ≥ Vu
3690 kg > 1303,18 kg **(OK)**



Gambar 7.3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

7.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok penumpu tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga sebesar Vu = 2545,46 kg. Sambungan ini direncanakan dengan plat sambung.

1) Kontrol plat sambung yang digunakan

$$t_p \le \frac{f_u}{f_{yp}} t \quad (t = \text{tebal profil HSS})$$

$$= \frac{4100}{2500} \times 2,5$$

$$= 4,1 \text{ cm}$$

Dipakai $t_p = 0,5$ cm

2) Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

Direncanakan :

Øbaut = 8 mm ($A_b = 0,5024$ cm²)

Mutu baut BJ 50 ($f_u = 5000$ kg/cm²)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

a) Kuat geser baut

$Ø.Vn = Ø \times r_1 \times fu \times m \times Ab$

$= 0,75 \times 0,5 \times 5000 \times 2 \times 0,5024$

$= 1884$ kg **(menentukan)**

b) Kuat tumpu baut

$Ø.Rn = Ø \times 2,4 \times db \times tp \times fu$

$= 0,75 \times 2,4 \times 0,8 \times 0,5 \times 4100$

$= 2952$ kg

$n = \frac{2545,56}{1884} = 1,35$, dipasang 2 buah

Kontrol kuat baut,

$n. Ø.Rn \ge Vu$

$2 \times 1884 \geq 2545{,}46$ kg
3768 kg ≥ 2545,46 kg **(OK)**

c) Kontrol jarak baut :
Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 12 mm s/d 120 mm atau 200 mm
Pakai S1 = 15 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 10 mm s/d 60 mm atau 150 mm
Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 24 mm s/d 75 mm atau 200 mm
Pakai S = 25 mm

d) Kontrol kekuatan pelat siku :
Diameter perlemahan (dengan bor) = 1,5
d1 = 8 + 1,5 = 9,5 mm = 0,95 cm
L = 2 x S1 + (n-1) x S = 2 x 15 + (2-1) x 25
= 55 mm = 5,5 cm
a) Luas bidang geser
Anv = Lnv x tL
= (L – n x d1) x t siku
= (5,5 – 2 x 0,95) x 0,5
= 1,8 cm²

b) Kuat rencana (karena ada 2 siku)
2ØVn = 2 x Ø x (0,6 x fu x Anv)
= 2 x 0,75 x (0,6 x 4100 x 1,8)
= 6642 kg
Kontrol kekuatan plat siku,
2ØVn ≥ Vu
6642 kg > 2545,46 kg **(OK)**

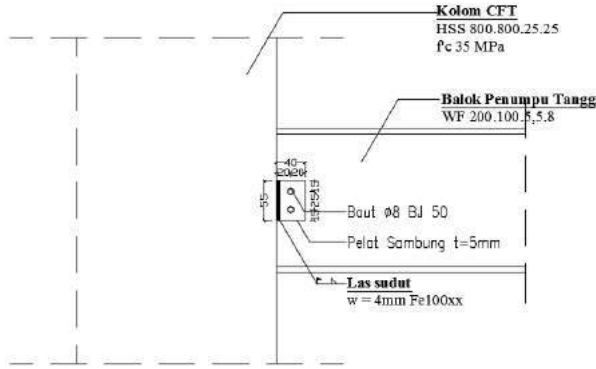
3) Sambungan kolom dengan plat sambung
Direncanakan menggunakan las F_{e100xx} :
Ketebalan tertipis material pada sambungan = 5 mm sehingga ketebalan las minimum w = 3 mm
Digunakan ketebalan las w = 4 mm

A_{we} $= (0{,}707 \times w) \times l_{we}$
$= 2 \times (0{,}707 \times 0{,}4) \times 5{,}5$
$= 3{,}11$ cm²

F_{nw} $= 0{,}6 F_{EXX} \left(1{,}0 + 0{,}5 \sin^{1{,}5} \theta\right)$
$= 0{,}6 \times \left(100 \times 70{,}33\right) \times \left(1{,}0 + 0{,}5 \times \sin^{1{,}5} 0°\right)$
$= 4219{,}80$ kg/cm²

φR_n $= 0{,}75 F_{nw} A_{we}$
$= 0{,}75 \times 4219{,}8 \times 3{,}11$
$= 9845{,}2$ kg > 2545,46 kg **(OK)**

4) Kontrol leleh pelat siku
Ag $= 5{,}5 \times 0{,}5 = 2{,}75$ cm²
Ø.fy.Ag $= 0{,}9 \times 2400 \times 2{,}75$
$= 6187{,}5$ kg > 2545,46 kg **(OK)**



Gambar 7.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

7.4 Sambungan kolom dengan kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan pada lantai 3 pada posisi as H-4 menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{e100XX}. Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah hasil output SAP. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.

Pu = 543014,60 kg
Mu = 13574,45 kg.m
Vu = 5016,07 kg

1) Sambungan las pada kolom

Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil kolom HSS 800 × 800 × 25 × 25.

Kontrol tegangan las akibat P_u dan M_u:

$$T_u = \frac{M_u}{d_c} \pm P_u$$

$$= \frac{13574,45}{80} \pm 543014,60$$

(+) = 543184,28 kg **menentukan**
(-) = 542844,92 kg

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh :

$F_{nw} = f_u$ = 4100 kg/cm²

φR_{nh} = $0,75 F_{nw} A_{we}$

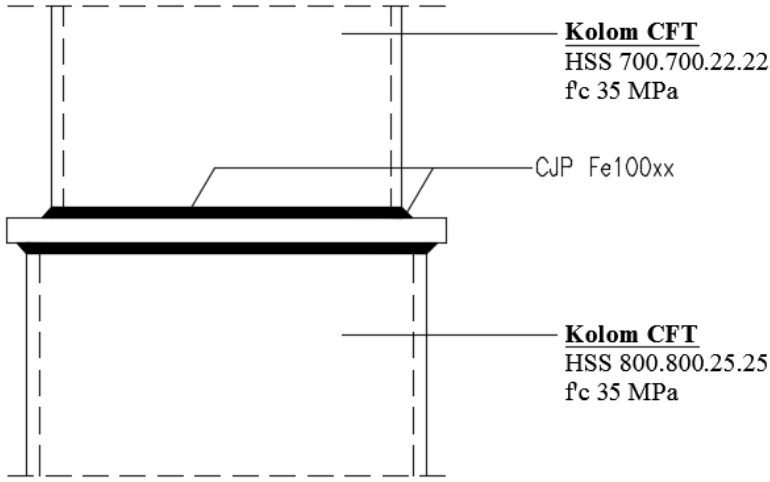
= 0,75 × 4100× (0,707x2×(80x4))

= 1391376 kg

$$\left(\frac{V_u}{\varphi R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{\varphi R_n}\right)^2 \le 1.0$$

$$\left(\frac{5016,07}{1391376}\right)^2 + \left(\frac{543184,3}{1391376}\right)^2 = 0,2 \le 1,0 \quad \textbf{(OK)}$$

Maka sambungan menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{e100XX} dapat digunakan pada sambungan kolom ke kolom.



Gambar 7.5 Sambungan Kolom dengan Kolom

7.5 Sambungan dinding geser *(SPSW)*

Sambungan pada dinding geser direncanakan menggunakan las F_{e100XX}. Pengelasan dilakukan pada elemen balok *(HBE)* dan kolom *(VBE).*Tipe las yang digunakan yaitu las sudut dan dan las tumpul penetrasi penuh.

1) Sambungan las sudut pada balok *(HBE)*
   Digunakan las dengan mutu F_{e100XX}

$$w_{(HBE)} = \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\varphi 0.6 F_{EXX}\left[1+0.5\cos^{1.5}(\alpha)\right]}$$

$$= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(41,98) \times 0,4 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times (100 \times 70,33) \times \left[1+0,5\cos^{1,5}(41,98)\right]}$$

$$= 0,38 \text{ cm}$$

$$= 3,8 \text{ mm}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis t = 4mm yaitu w = 4mm. Jadi digunakan las dengan tebal minimum w = 4mm.

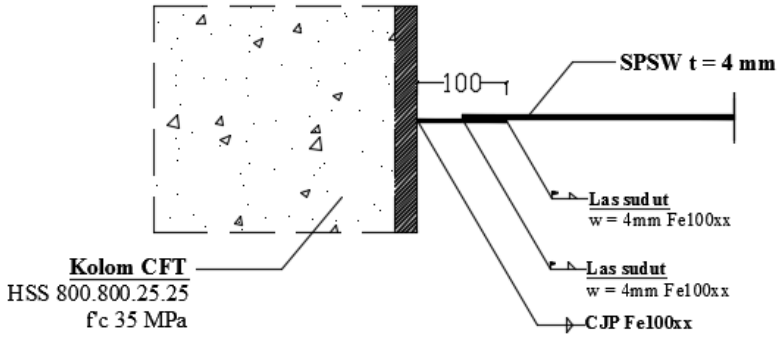
2) Sambungan las sudut pada kolom *(VBE)*
Digunakan las dengan mutu F_{e100XX}

$$w_{(HBE)} = \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\varphi 0.6 F_{EXX}\left[1+0.5\cos^{1.5}(\alpha)\right]}$$

$$= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(41,98) \times 0,4 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times (100 \times 70,33) \times \left[1+0,5\cos^{1,5}(41,98)\right]}$$

= 0,38 cm
= 3,8 mm

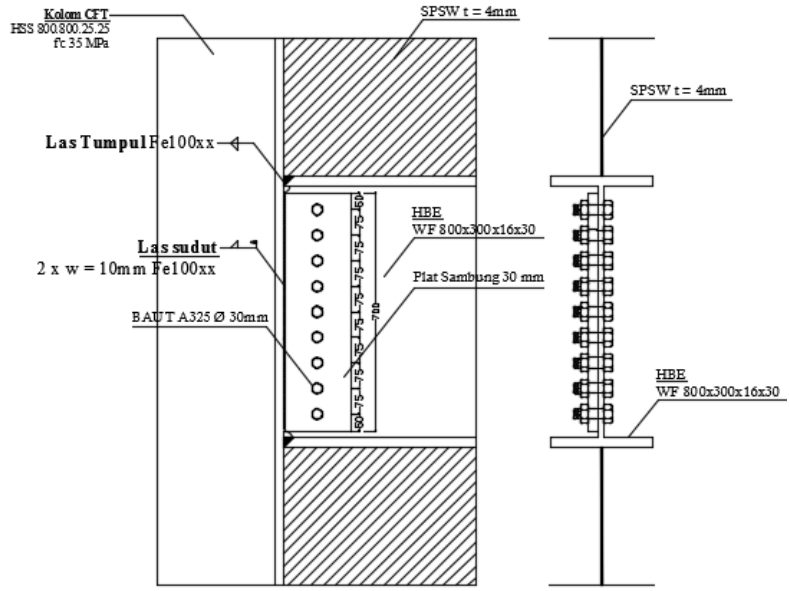
Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis t = 4mm yaitu w = 4mm. Jadi digunakan las dengan tebal minimum w = 4mm.



Gambar 7.6 Sambungan SPSW dengan Kolom

7.6 Sambungan balok *(HBE)* dengan kolom *(VBE)* pada dinding geser plat baja *(SPSW)*

Sambungan menghubungkan balok *(HBE)* profil WF 800x300x16x30 dengan kolom *(VBE)* komposit CFT dengan profil HSS 800×800×25×25 dengan mutu inti beton = 35 MPa pada dinding geser *(SPSW)*.



Gambar 7.7 Sambungan HBE dengan VBE pada Dinding Geser

1) Gaya geser yang bekerja pada sambungan
   Gaya geser dari SAP 2000
   V_u = 17168,16 kg
   Gaya geser dari ketentuan AISC 341-05 pasal 11.2

$$V_u = \frac{2\left[1.1R_y\left(f_y Z_x\right)\right]}{L}$$

$$= \frac{2\left[1{,}1\times 1{,}5\times\left(2500\times 9287\right)\right]}{800}$$

$$= 95772{,}19 \text{ kg (menentukan)}$$

2) Gaya aksial yang bekerja pada sambungan

$P_{HBE(VBE)}$ = 241385,45 kg

N_{coll} = 48403,19 kg (gaya geser *SPSW*)

Gaya aksial yang diterima sambungan :

$N_u = P_{HBE(VBE)} + N_{coll}$

$= 241385,45 + 48403,19$

$= 289788,64$ kg (**menentukan**)

$N_u = N_{coll} - P_{HBE(VBE)}$

$= 48403,19 - 241385,45$

$= -192982,26$ kg

Kedua gaya aksial bersifat tarik dan tekan, sehingga dipilih menentukan.

3) Kontrol leleh pada plat sambung

Mutu baja plat sambung = BJ41

Diameter baut = 30 mm ➔ A = 7,07cm²

Ketabalan plat sambung = 30 mm

Panjang plat sambung = 700 mm

Kontrol panjang tekuk $Kl/r \le 25$, $f_{cr} = f_y$

$\varphi_y V_n = 1,00(0,6) f_y tL$

$= 1,00 \times (0,6) \times 2500 \times 3,00 \times 70$

$= 315000$ kg

$\varphi_c N_n = 0,90 f_y tL$

$= 0,90 \times 2500 \times 3,00 \text{x} 70$

$= 472500$ kg

$$\left(\frac{V_u}{\varphi_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\varphi_c N_n}\right)^2 \le 1.0$$

$$\left(\frac{95772,19}{315000}\right)^2 + \left(\frac{289788,6}{472500}\right)^2 = 0,5 \le 1,0 \quad \textbf{(OK)}$$

4) Kontrol patah pada plat sambung

$A_{nv} = L_{nv}.tp = (L - n.d)tp$

$= (70 - 9 \text{ x } 3) \text{ x } 3$

$= 129$ cm²

$\varphi_y V_n = 0{,}75(0{,}6) f_u A_{nv}$

$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 129$

$= 238005$ kg

$$\left(\frac{V_u}{\varphi_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\varphi_c N_n}\right)^2 \le 1.0$$

$$\left(\frac{95772{,}19}{238005}\right)^2 + \left(\frac{289788{,}6}{472500}\right)^2 = 0{,}54 \le 1{,}0 \quad \textbf{(OK)}$$

5) Kontrol geser baut

$\sqrt{V_u^2 + N_u^2} = \sqrt{95772{,}19^2 + 289788{,}6^2}$

$= 305204{,}47$ kg

$\varphi R_n = \varphi n f_u^u A_b$

$= 0{,}75 \times 9 \times 8250 \times 7{,}07$

$= 393432{,}2$ kg > $305204{,}47$ kg **(OK)**

6) Kontrol kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah,

$1.2 l_c = 1{,}2 \times (5{,}00 - 3{,}00/2)$

$= 4{,}2$ cm

$2.4 d_b = 2{,}4 \text{x} 3$

$= 7{,}20$ cm > $4{,}2$ cm

Kontrol kuat tumpu :

$\varphi R_n = \varphi 1.2 L_c t f_u$

$= 0{,}75 \times 4{,}2 \times 3{,}00 \times 4100$

$= 38745$ kg

Untuk komponen vertikal, baut sisanya,

$1.2 l_c = 1{,}2 \times (7{,}5 - 3{,}00)$

$= 5{,}4$ cm

$2.4 d_b = 2{,}4 \text{x} 3$

$= 7{,}20$ cm > $5{,}4$ cm

Kontrol kuat tumpu :

$\varphi R_n = \varphi 1.2 L_c t f_u$

$= 0,75 \times 5,4 \times 3,00 \times 4100$

$= 49815$ kg

Untuk kemlompok baut vertikal,

$\varphi R_{nv} = 38745 + ((9-1) \times 49815)$

$= 437265$ kg

Untuk komponen horizontal, semua baut $2,4 d_b > 1,2 L_c$

$\varphi R_{nh} = 9 \times 38745$

$= 348705$ kg

$$\left(\frac{V_u}{\varphi R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\varphi R_{nh}}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{95772,19}{437265}\right)^2 + \left(\frac{289788,6}{348705}\right)^2 = 0,74 \leq 1,0 \textbf{ (OK)}$$

7) Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las w = 10 mm (bagian paling tipis yaitu 30 mm) dan mutu las F_{e100XX}

$A_{we} = (0,707 \times w) \times l_{we}$

$= 2 \times (0,707 \times 1,0) \times 70$

$= 98,98$ cm²

Untuk komponen vertikal :

$F_{nw} = 0,6 F_{EXX} \left(1,0+0,5 \sin^{1,5} \theta\right)$

$= 0,6 \times (100 \times 70,33) \times \left(1,0 + 0,5 \times \sin^{1,5} 0°\right)$

$= 4219,80$ kg/cm²

$\varphi R_{nv} = 0,75 F_{nw} A_{we}$

$= 0,75 \times 4219,80 \times 98,98$

$= 313256,85$ kg

Untuk komponen horizontal :

$F_{nw} = 0,6F_{EXX}\left(1,0+0,5\sin^{1,5}\theta\right)$

$= 0,6\times(100\times 70,33)\times\left(1,0+0,5\times\sin^{1,5}90°\right)$

$= 6329,7$ kg/cm²

$\varphi R_{nh} = 0,75F_{nw}A_{we}$

$= 0,75 \times 6329,7 \times 98,98$

$= 469885,28$ kg

$$\left(\frac{V_u}{\varphi R_{nv}}\right)^2+\left(\frac{N_u}{\varphi R_{nh}}\right)^2 \le 1.0$$

$$\left(\frac{95772,19}{313256,9}\right)^2+\left(\frac{293821,7}{469885,3}\right)^2 = 0,48 \le 1,0 \textbf{ (OK)}$$

8) Kontrol sambungan *HBE* dengan *VBE* terhadap momen.

a) Momen yang bekerja pada sambungan

$$M_u = 1,1R_yZ_b\left(f_{yb}-\frac{P_{HBE}}{A_g}\right)$$

$$= 1,1\times 1,5\times 9287\left(2500-\frac{241385,5}{307,60}\right)$$

$= 26283900,77$ kg.cm

$= 262839$ kg.m

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$T_u = \frac{M_u d_{max}}{\sum d^2}$$

$$= \frac{26283900,77\times 80,8}{80,8^2}$$

$= 325295,8$ kg

b) Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX}.

A_{we} $= (0{,}707 \times w) \times l_{we}$

$= (0{,}707 \times 3{,}2) \times 30{,}20$

$= 68{,}32\ cm^2$

Kekuatan las tumpul :

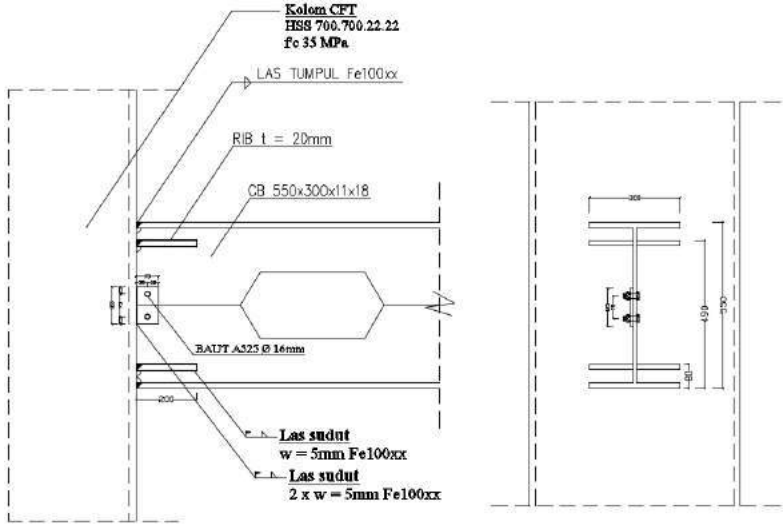
φR_{nh} $= 0{,}75 F_{nw} A_{we}$

$= 0{,}75 \times (100 \times 70{,}33) \times 68{,}32$

$= 360394{,}55\ kg > 325295{,}8\ kg$ **(OK)**

7.7 Sambungan balok dengan kolom

Sambungan menghubungkan balok profil WF 800 × 300 × 16 × 30 dengan kolom komposit CFT dengan profil HSS 800 × 800 × 25 × 25 dengan mutu inti beton = 35 MPa. Sambungan direncanakan dengan las dengan ketentuan gaya dalam sesuai Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).



Gambar 7.8 Sambungan Balok dengan Kolom

a. Sambungan pen tipe geser dipasang sebagai penumpu beban mati balok dan beban pekerja saat proses pengelasan.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

  V_D = (241 × 8)/2 =964 kg
  V_L = 100/2 =50 kg
  V_u = 1,2D + 1,6L
  = (1,2 × 964) + (1,6 × 50)
  = 1236,8 kg

- Kontrol leleh pada plat sambung

  Mutu baja plat sambung = BJ41
  Diameter baut = 16 mm ➔ A = 2,01 cm²
  Ketabalan plat sambung = 10 mm
  Panjang plat sambung = 200 mm
  Kontrol panjang tekuk $Kl/r \le 25$, $f_{cr} = f_y$

  $\phi_y V_n$ = $1,00(0,6)\, f_y t L$
  = 1,00 × (0,6) × 2500 × 1,00 × 20,00
  = 30000 kg > 1236,8 kg **(OK)**

- Kontrol patah pada plat sambung

  A_{nv} = $(L - n \times d1) \times tp$
  = (12,5 - 2 x (1,6 + 0,15)) x 1
  = 9,00 cm²
  $\phi_y V_n$ = $0,75(0,6)\, f_u A_{nv}$
  = 0,75 × (0,6) × 4100 × 9,00
  = 16605 kg > 1236,8 kg **(OK)**

- Kontrol geser baut

  ϕR_n = $\phi n f_u^u A_b$
  = 0,75 × 2 × 8250 × 2,01
  = 24868,8 kg > 1236,8 kg **(OK)**

- Kontrol kuat tumpu baut
  Untuk komponen vertikal
  $1.2l_c$ $= 1,2\times(2,50-1,60/2)$
  $= 2,04$ cm
  $2.4d_b$ $= 2,4 \times 1,60$
  $= 3,84$ cm
  Kontrol kuat tumpu :
  ϕR_n $= \phi 1.2 L_c t f_u$
  $= 2 \times 0,75 \times 2,04 \times 1,00 \times 4100$
  $= 6273$ kg > 1236,8 kg **(OK)**

- Kontrol ukuran las
  Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las w = 5 mm (bagian paling tipis yaitu 10 mm) dan mutu las F_{e100XX}
  A_{we} $= (0,707 \times w) \times l_{we}$
  $= 2 \times (0,707 \times 0,50) \times 12,50$
  $= 8,84$ cm²
  Untuk komponen vertikal :
  F_{nw} $= 0,6F_{EXX}\left(1,0+0,5\sin^{1,5}\theta\right)$
  $=0,6\times(100\times70,33)\times\left(1,0+0,5\times\sin^{1,5}0°\right)$
  $= 4219,80$ kg/cm²
  ϕR_{nv} $= 0,75F_{nw}A_{we}$
  $= 0,75 \times 4219,80 \times 8,84$
  $= 27969,4$ kg > 1236,8 kg **(OK)**

b. Sambungan rigid dengan alat sambung las dipasang sebagai penumpu beban aktual.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan
  Gaya geser dari SAP 2000
  V_u $= 23230,75$ kg

Gaya geser dari ketentuan AISC 341-05 pasal 11.2

$$V_u = \frac{2\left\lfloor 1{,}1R_y\left(f_y Z_x\right)\right\rfloor}{L}$$

$$= \frac{2\left[1{,}1\times 1{,}5\times\left(2500\times 3532{,}79\right)\right]}{800}$$

= 36431,9 kg (menentukan)

- Momen yang bekerja pada sambungan
  Momen dari SAP 2000
  M_u = 36208,53 kgm
  Momen dari ketentuan AISC 341-05 pasal 11.2

$$M_u = 1{,}1R_y\left(f_y \times Z_x\right)$$

= 1.1 × 1.5 × (2400 × 3532,79)
= 14572754,63 kgcm
= 14572754,63 kgm (menentukan)

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$T_u = \frac{M_u d_{max}}{\sum d^2}$$

$$= \frac{14572754{,}6\times 55}{55^2+49^2+8^2}$$

= 145993 kg

- Kontrol ukuran las
  Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX}.

$$A_{we} = (0{,}707 \times w) \times l_{we}$$

$$= (0{,}707 \times 2{,}0) \times 20{,}00$$

$$= 28{,}28 \text{ cm}^2$$

Kekuatan las tumpul :

$\phi R_{nh} = 0,75 F_{nw} A_{we}$

$= 0,75 \times (100 \times 70,33) \times 28,28$

$=149169,93$ kg > 145993 kg **(OK)**

$\phi R_{nv} = 4 R_{nh}$

$= 4 \times 149169,93$ kg

$= 596679,72$ kg > 36431,89 kg **(OK)**

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_{nh}}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{36431,89}{596679,7}\right)^2 + \left(\frac{145993}{149169,9}\right)^2 = 0,96 \leq 1.0 \text{ } \textbf{(OK)}$$

7.8 Sambungan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* hasil modifikasi dari katalog PT. Gunung Garuda dengan ukuran

- H = 130 cm
- B = 130 cm
- t_p = 50 mm = 5,0 cm

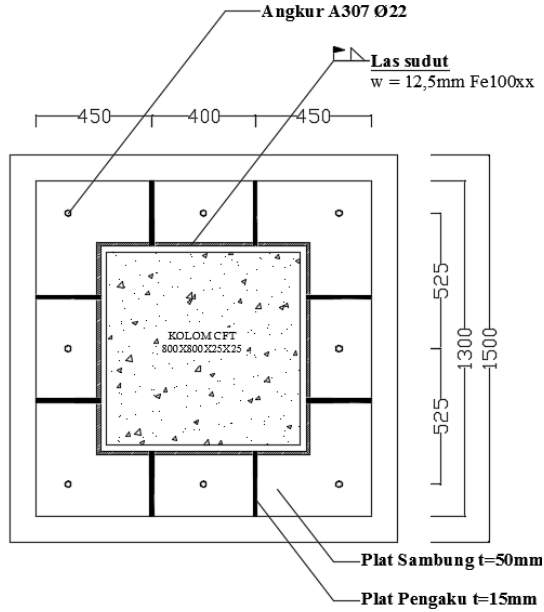
Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom CFT 800x800x25x25 lantai dasar adalah :

Pu = 692771,6 kg

Mu = 9656,28 kgm

Vu = 49040,76 kg

Sambungan Las pada Base Plate :



Gambar 7.9 Sambungan Las pada Baseplate

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil hollow section 800x800x25 sehingga didapat :

Misal te= 1cm

A_{las} = 4 x (1 x 80,0) = 320 cm²

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666,7cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666,7cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3} \right) = 8533,33cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3} \right) = 8533,33 cm^3$$

$fu_{las} = \phi$ x 0,6 x F_{E100xx} x te

fu_{las} = 0,75 x 0,6 x 100 x 70,33 x 1

fu_{las} = 3163,5 kg/cm²

Akibat *Pu:*

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{692771,6}{320} + \frac{4904076}{8533,3}$$

f_P = 2739,6 kg/cm²

Akibat *Vu:*

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{9656,28}{320} + \frac{4904076}{8533,3}$$

f_v = 604,87 kg/cm²

$$f_{total} = \sqrt{(2739,6)^2 + (604,87)^2} = 2805,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2805,6}{3163,5} = 0,9 cm$$

$$a = \frac{te}{0,707} = 1,25 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = t_{plat} = 50 mm

$$a_{eff\,\max} = 1,41 . \frac{fu}{f_{E100xx}} . tp = 1,41 . \frac{4100}{100.70,3} . 5,0 = 4,1 cm$$

Sehingga dipakai las dengan a = 1,25 cm

Perhitungan Base Plate :

- Cek eksentrisitas gaya

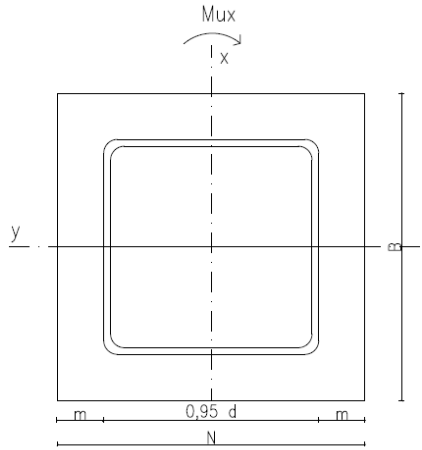
$$ex = \frac{Mux}{Pu} = \frac{4904076}{692771,6} = 7,08cm < \frac{N}{6} = \frac{130}{6} = 21,67cm$$

Termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang baseplate, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan baseplate terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi.

Direncanakan Dimensi Beton 150 x 150 cm (A2 = 22500 cm²):

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{150 \times 150}{130 \times 130}} = 1,15$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 7.10 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Akibat beban P_u

$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} = \frac{692771,6}{130 \times 130} = 40,99$ kg/cm²

Akibat beban M_{ux}

$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 49040,76}{130 \times 130^2} = 13,4$ kg/cm²

Tekanan maksimal

$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 40,99 + 13,4 = 54,4$ kg/cm²

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$f_{p\,avail} = \emptyset \,.\, 0,85 \,.\, f'_c = 0,9 \,.\, 0,85 \,.\, 35 = 26,775$ Mpa

$f_{p\,avail} = 267,75$ kg/cm² > $f_{p(max)} = 54,4$ kg/cm² **(OK)**

Menentukan M_{upl} pada sejarak *m* setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} = \frac{(130\text{-}0,95 \times 80)}{2} = 27cm$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(54,4 - 2 \times 13,34 \times \frac{27}{130} \right) \times \left(\frac{27^2}{2} \right) + \left(2 \times 13,34 \times \frac{27}{130} \right) \times \left(\frac{27^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 19147,55 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal base plate :

$f_y = 2500$ kg/cm²

$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{\phi.f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 19147,55}{0,9 \times 2500}} = 5,8$ cm

tebal baseplate yang dipakai yaitu 6 cm

Perencanaan pelat pengaku :

Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)
$t_s \geq 0{,}5 \,.\, t_f = 0{,}5 \,.\, 2{,}5 = 1{,}25$ cm
Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1{,}5$ cm

Perhitungan Baut Angkur
Karena e = 7,08 cm < 1/6.N= 21,67 cm maka tidak terjadi gaya tarik, jadi dipasang angkur praktis.

Dipakai baut angkur A307 Ø22mm (fu=60ksi)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$\phi_f \,.\, V_n = V_d = \phi_f \,.\, r_1 \,.\, f_u^b \,.\, A_b \,.\, m$

$= 0{,}75 \,.\, 0{,}4 \,.\, 4218 \,.\, (\tfrac{1}{4} \,.\, \pi \,.\, 2{,}2^2) \,.\, 1$

$= 4807{,}8$ kg (menentukan)

$\phi_f \,.\, R_n = R_d = 2{,}4 \,.\, \phi_f \,.\, d_b \,.\, t_p \,.\, f_u$

$= 2{,}4 \,.\, 0{,}75 \,.\, 2{,}2 \,.\, 5{,}0 \,.\, 4100$

$= 83516{,}4$ kg

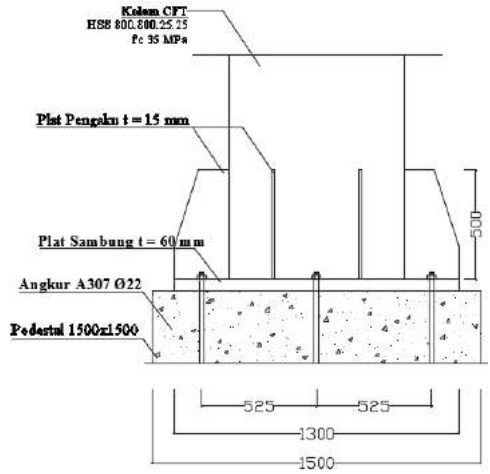
$$n = \frac{V_{uy}}{\phi_f \,.\, V_n} = \frac{9656{,}28}{4807{,}76} = 2{,}01 \text{ bh}$$

dipakai 8 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstrruksi

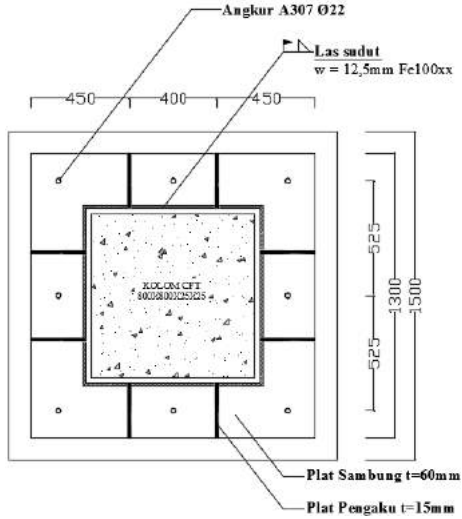
Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 33 mm s/d 300 mm
Pakai S1 = 125 mm
(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 27,5 mm s/d 600 mm
Pakai S2 = 125 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 66 mm s/d 750 mm
Pakai S = 525 mm



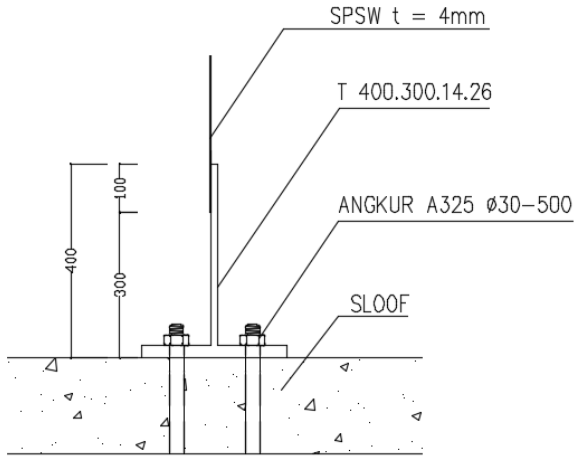
Gambar 7.11 Tampak Samping Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal



Gambar 7.12 Tampak Atas Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal

7.9 Sambungan dinding geser *(SPSW)* dengan sloof

Perencanaan sambungan ini digunakan untuk menghubungkan dinding geser lantai dasar dengan sloof. Profil T 400×300×14×26 berhubungan langsung dengan sloof memanjang dengan penambahan angkur dan *grouting* agar tidak terjadi rembesan air yang menyebabkan korosi. Digunakan angkur dengan diameter d = 3,00 cm dan jarak s= 50,00 cm



Gambar 7.13 Sambungan SPSW dengan Sloof

1) Gaya geser yang bekerja pada angkur

$$V_u = \frac{1}{2} f_y \sin(2\alpha) t_w s$$

$$= \frac{1}{2} \times 2500 \times \sin(2 \times 41{,}98) \times 0{,}40 \times 50$$

$$= 24861{,}8 \text{ kg}$$

2) Tarikan yang bekerja pada angkur

$$T_u = f_y \cos^2(\alpha) t_w s$$

$$= 2500 \times \cos^2(41{,}98) \times 0{,}4 \times 50$$

$$= 27624{,}6 \text{ kg}$$

3) Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur d= 30 mm dengan f_u = 8250 kg/cm²

$\varphi R_n = 0{,}75 f_{ub} (0{,}5 A_b)$

$= 9 \times 0{,}75 \times 8250 \times (0{,}5 \times (0{,}25 \times \pi \times 3{,}00^2))$

$= 196815.87$ kg

$$\frac{2T_u + C_v V_u}{n} = \frac{2 \times 27624{,}6 + 1{,}25 \times 24861{,}8}{9}$$

$= 9591{,}84$ kg < 196815,9 kg **(OK)**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII
PERENCANAAN PONDASI

8.1 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

8.2 Desain Tiang Pancang Kolom (P1)

8.2.1 Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi P1 adalah :

Kedalaman tiang pancang = 16 m

Diameter tiang pancang = 50 cm

Luas tiang pancang (Ap) = 1159 cm^2

Direncanakan poer dengan dimensi :

L = 4,5 m

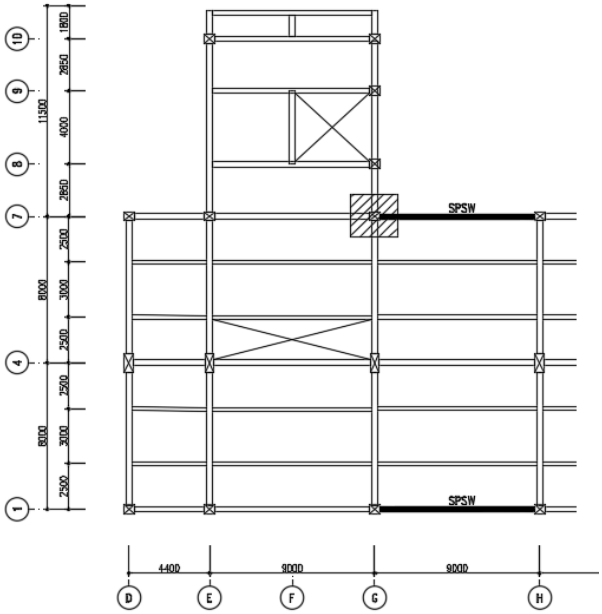
B = 4,5 m

t = 1 m

Digunakan tiang pancang produksi Jaya Beton. Dengan tekanan ijin sebesar 178 Ton.

8.2.2 Beban Pada Tiang Pancang

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 7-G sebagaimana ditunjukan pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi pada kolom sebagaimana ditunjukan pada Tabel 8.1:

Tabel 8.1 Reaksi Kolom P1

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Hx (kg)	Hy (kg)
1	1D+1L	-533953,45	-295,7	40,79	-20,26	13,22
2	1D+1L+1RSX	-626279,79	-65696,62	-6514,53	-25046,64	2057,35
3	1D+1L+1RSY	-535551,52	-11816,5	-30382,27	-2301,32	-5415,92

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal

tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$M_{xo} = M_x + H_y \times t$ = -65,7 + (2,06 x 1) = -63,64 *tm*

$M_{yo} = M_y + H_x \times t$ = -6,51 + (-25,05 x 1) = -31,56 *tm*

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
  4,5 x 4,5 x 1 x 2,4 = 48,6 ton
- Beban aksial kolom
  Beban tetap, P = 626,28 ton+
  $\sum P$ = 674,88 ton

8.2.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang

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 :

$$Q = Qp + Qs.$$

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 tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 16 m.

$Q = Qp + Qs$

$Qp = qp \times Ap$

$= (Np \times K) \times Ap$

$= (31,67 \times 20) \times 0,1159$

$= 73,4$ ton

Dimana :

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D = (4×0,5)= 2m di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{28+31+36}{3} \right)$$

= 31,67

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2, untuk tanah lempung

= 20 t/m^2, untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2, untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2, untuk tanah pasir

= 40 t/m^2, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang

qp = tegangan di ujung tiang

Qs = qs × As

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

$$= \left(\frac{19,21}{3} + 1 \right) \times 25,12$$

= 186 ton

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

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

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

= $\pi \times d \times$h = 25,12 m

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin(1tiang)} = \frac{Qu}{SF} = \left(\frac{73,4+186}{2} \right) = 129,7 \text{ ton}$$

8.2.4 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{P}E_k} \rightarrow Ek \text{ diasumsikan sebesar } 0{,}8$$

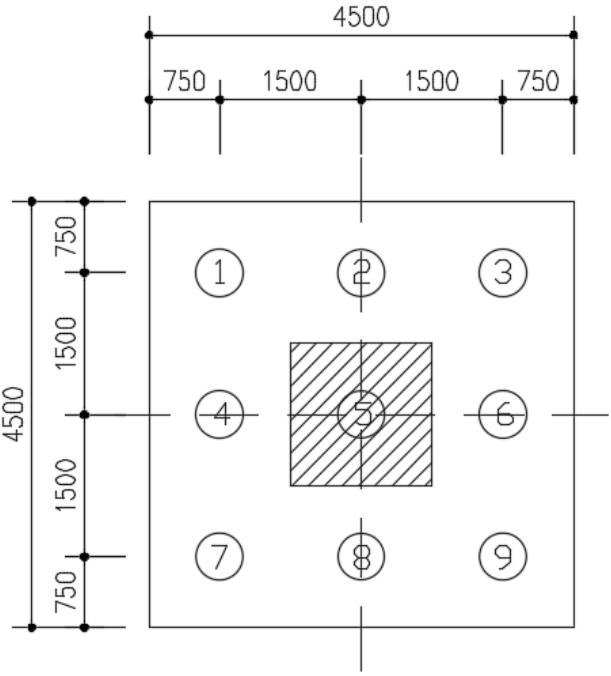
$$= \frac{674{,}88}{129{,}7 \times 0{,}8} = 6{,}5 \approx 9$$

Maka direncanakan dengan 9 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.2.

Syarat jarak antar tiang pancang *(s)* :

$2{,}5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx$ = 1,5m

$2{,}5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy$ = 1,5m



Gambar 8.2 Posisi Tiang Pancang Kolom P1

1) Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.2 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.2

Tabel 8.2 Jarak Tiang Pancang Kolom P1

tiang	sumbu (m)			
	x	x^2	y	y^2
p1	1,50	2,25	0,75	0,56
p2	0,00	0,00	0,75	0,56
p3	1,50	2,25	0,75	0,56
p4	1,50	2,25	0,00	0,00
p5	0,00	0,00	0,00	0,00
p6	1,50	2,25	0,00	0,00
p7	1,50	2,25	0,75	0,56
p8	0,00	0,00	0,75	0,56
p9	1,50	2,25	0,75	0,56
Σ		**13,50**		**3,38**

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{674,88}{9} + \frac{-63,64x0,75}{3,38} + \frac{-31,56x1,5}{13,5}$$

= 57,34 ton

$$P_{min} = \frac{674,88}{9} - \frac{-63,64x0,75}{3,38} - \frac{-31,56x1,5}{13,5}$$

= 92,64 ton

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 92,64 ton

2) Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah tiang pancang dalam 1 baris, (m) = 3

Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom, (n) = 3

$$Ek = 1 - \tan^{-1}\frac{D}{S}\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right]$$

$$= 1 - \tan^{-1}\frac{0,5}{1,5}\left[\frac{(3-1)3+(3-1)3}{90\times 3\times 3}\right] = 0,73$$

3) Kontrol Kapasitas

$Pmax \leq \bar{P}Ek$

92,64 Ton $\leq 129,7 \times 0,73$

92,64 Ton $\leq 94,28\ Ton$ **(OK)**

8.3 Desain Tiang Pancang Kolom (P2)

8.3.1 Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi P2 adalah :

Kedalaman tiang pancang = 16 m

Diameter tiang pancang = 50 cm

Luas tiang pancang (Ap) = 1159 cm^2

Direncanakan poer dengan dimensi :

L = 3,0 m

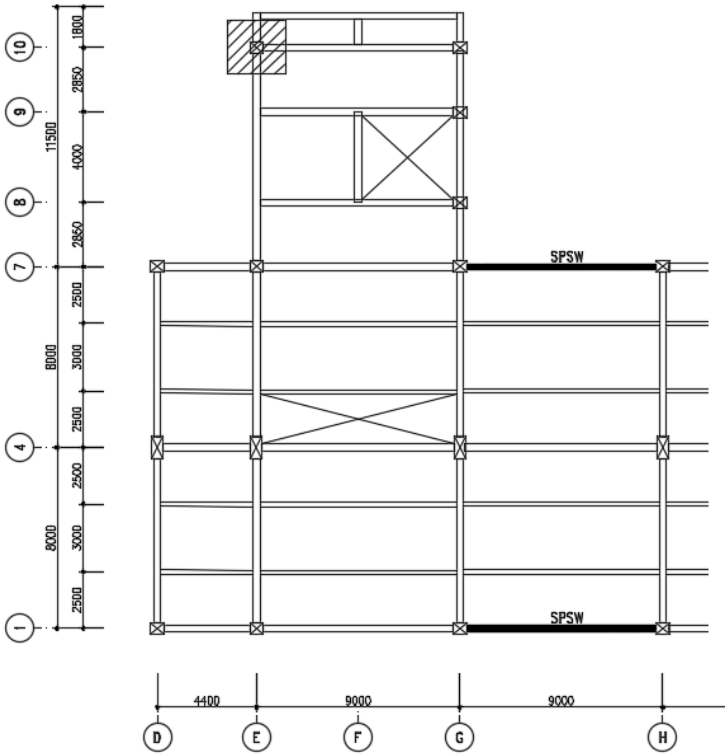
B = 3,0 m

t = 1 m

Digunakan tiang pancang produksi Jaya Beton. Dengan tekanan ijin sebesar 178 Ton.

8.3.2 Beban Pada Tiang Pancang

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 10-E sebagaimana ditunjukan pada Gambar 8.3.



Gambar 8.3 Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi pada kolom sebagaimana ditunjukan pada Tabel 8.3:

Tabel 8.3 Reaksi Kolom P2

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Hx (kg)	Hy (kg)
1	1D+1L	-243334,88	-758,2	3243,9	-483,51	2328,48
2	1D+1L+1RSX	-258374,33	-37750,92	-8501,89	-5572,4	399,3
3	1D+1L+1RSY	-252594,54	-9690,7	-26784,7	-1723,1	-2537,11

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$M_{xo} = M_x + H_y \times t$ = -37,75 + (0,4 x 1) = -37,35 *tm*

$M_{yo} = M_y + H_x \times t$ = -8,5 + (-5,57 x 1) = -14,07 *tm*

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
  3 x 3 x 1 x 2,4 = 21,6 ton
- Beban aksial kolom
  Beban tetap, P = 258,7 ton+
  $\sum P$ = 279,97 ton

8.3.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang

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 :

$$Q = Qp + Qs.$$

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 tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 16 m.

$Q = Qp + Qs$

$Qp = qp \times Ap$

$= (Np \times K) \times Ap$

$= (31,67 \times 20) \times 0,1159 = 73,4$ ton

Dimana :

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D = (4×0,5)= 2m di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{28+31+36}{3} \right)$$

= 31,67

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2, untuk tanah lempung

= 20 t/m^2, untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2, untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2, untuk tanah pasir

= 40 t/m^2, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang

qp = tegangan di ujung tiang

Qs = qs × As

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

$$= \left(\frac{19,21}{3} + 1 \right) \times 25,12$$

= 186 ton

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

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

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

= $\pi \times d \times$h = 25,12 m

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin(1tiang)} = \frac{Qu}{SF} = \left(\frac{73,4+186}{2} \right) = 129,7 \text{ ton}$$

8.3.4 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{P E_k} \rightarrow Ek \text{ diasumsikan sebesar } 0{,}8$$

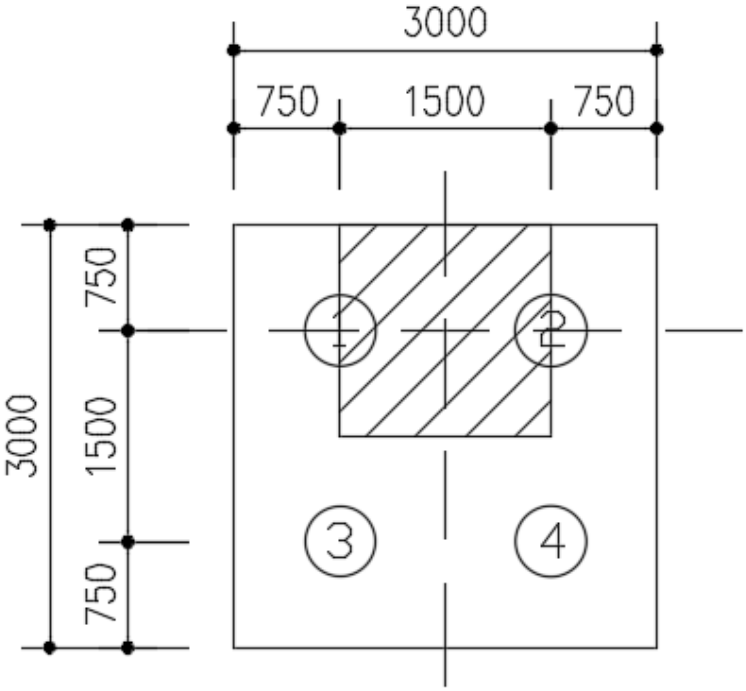
$$= \frac{279{,}97}{129{,}7 \times 0{,}8} = 2{,}7 \approx 4$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.4.

Syarat jarak antar tiang pancang *(s)* :

$2{,}5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx$ = 1,5m

$2{,}5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy$ = 1,5m



Gambar 8.4 Posisi Tiang Pancang Kolom P2

1) Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.4 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.4

Tabel 8.4 Jarak Tiang Pancang Kolom P2

tiang	**sumbu (m)**			
	x	**x^2**	**y**	**y^2**
p1	0,75	0,56	0,00	0,00
p2	0,75	0,56	0,00	0,00
p3	0,75	0,56	1,50	2,25
p4	0,75	0,56	1,50	2,25
Σ		**2,25**		**4,50**

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{279,97}{4} + \frac{-37,35x1,5}{4,5} + \frac{-14,07x0,75}{2,25}$$

= 52,85 ton

$$P_{min} = \frac{279,97}{4} + \frac{-37,35x1,5}{4,5} + \frac{-14,07x0,75}{2,25}$$

= 87,14 ton

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 87,14 ton

2) Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah tiang pancang dalam 1 baris, (m) = 2

Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom, (n) = 2

$$Ek = 1 - \tan^{-1}\frac{D}{S}\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right]$$

$$= 1 - \tan^{-1}\frac{0,5}{1,5}\left[\frac{(1-1)2+(2-1)1}{90\times 2\times 1}\right] = 0,79$$

3) Kontrol Kapasitas

$Pmax \leq \bar{P}Ek$

87,14 Ton $\leq 129,7 \times 0,79$

87,14 Ton $\leq 103,13\ Ton$ **(OK)**

8.4 Desain Tiang Pancang Kolom (P3)

8.4.1 Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi P3 adalah :

Kedalaman tiang pancang = 16 m

Diameter tiang pancang = 50 cm

Luas tiang pancang (Ap) = 1159 cm^2

Direncanakan poer dengan dimensi :

L = 8,9 m

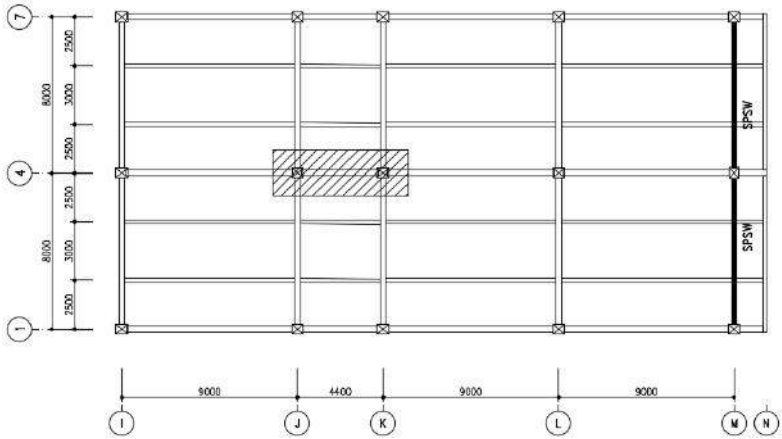
B = 3 m

t = 1 m

Digunakan tiang pancang produksi Jaya Beton. Dengan tekanan ijin sebesar 178 Ton.

8.4.2 Beban Pada Tiang Pancang

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 4J-4K sebagaimana ditunjukan pada Gambar 8.5.



Gambar 8.5 Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi pada kolom sebagaimana ditunjukan pada Tabel 8.5 dan 8.6:

Tabel 8.5 Reaksi Kolom 4J

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Hx (kg)	Hy (kg)
1	1D+1L	-415862,9	-911,79	45,67	-540,36	3,43
2	1D+1L+1RSX	-418318,77	-45539,92	-12188,42	-8331,23	-2290,43
3	1D+1L+1RSY	-416443,21	-11468,83	-31242,35	-2386,31	-5860,32

Tabel 8.6 Reaksi Kolom 4K

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Hx (kg)	Hy (kg)
1	1D+1L	-411551	446,43	23,72	537,33	-2,72
2	1D+1L+1RSX	-413873	-45031,68	-11912,3	-7591,47	-2169,61
3	1D+1L+1RSY	-412099	-10311,51	-30510,28	-1388,32	-5542,94

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai

acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$M_{xo} = M_x + H_y \times t$ = (-45,5+-45,03)+((-2,3+-2,2) x 1)= -95,03 *tm*

$M_{yo} = M_y + H_x \times t$ = (-12,2+-11,9)+((-8,3+-7,6) x 1)= -40,02 *tm*

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
  8,9 x 3 x 1 x 2,4 = 64,08 ton
- Beban aksial kolom
  Beban tetap, P = (418,3+413,9) ton
  $\sum P$ = 896,27 ton

8.4.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang

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 :

$$Q = Qp + Qs.$$

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 tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 16 m.

$Q = Qp + Qs$

$Qp = qp \times Ap$

$= (Np \times K) \times Ap$

$= (31,67 \times 20) \times 0,1159 = 73,4$ ton

Dimana :

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D = (4×0,5)= 2m di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{28+31+36}{3} \right)$$

= 31,67

K = Koefisien karakteristik tanah
= 12 t/m^2, untuk tanah lempung
= 20 t/m^2, untuk tanah lanau berlempung
= 25 t/m^2, untuk tanah lanau berpasir
= 40 t/m^2, untuk tanah pasir
= 40 t/m^2, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang

qp = tegangan di ujung tiang

Qs = qs × As

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

$$= \left(\frac{19,21}{3} + 1 \right) \times 25,12$$

= 186 ton

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

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

As = keliling x panjang tiang yang terbenam
= $\pi \times d \times$h = 25,12 m

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin(1tiang)} = \frac{\text{Qu}}{\text{SF}} = \left(\frac{73,4+186}{2} \right) = 129,7 \text{ ton}$$

8.4.4 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{\overline{P}E_k} \rightarrow Ek \text{ diasumsikan sebesar } 0,8$$

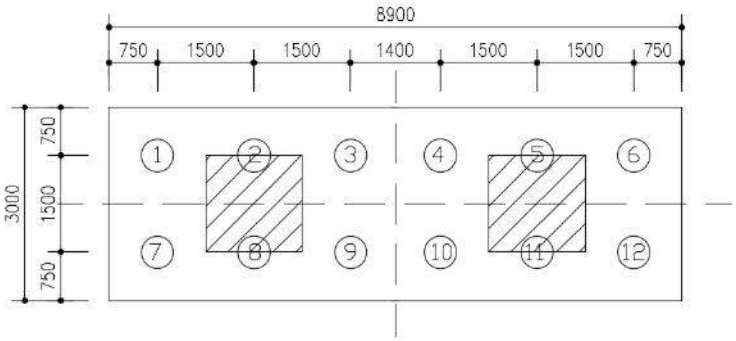
$$= \frac{896,27}{129,7 \times 0,8} = 8,6 \approx 12 \text{ bh}$$

Maka direncanakan dengan 12 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.6.

Syarat jarak antar tiang pancang *(s)* :

$2,5D \leq Sx \leq 5D \rightarrow Sx$ = 1,5m

$2,5D \leq Sy \leq 5D \rightarrow Sy$ = 1,5m



Gambar 8.6 Posisi Tiang Pancang Kolom P3

1) Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.6 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.7

Tabel 8.7 Jarak Tiang Pancang Kolom P3

tiang	sumbu (m)			
	x	x^2	y	y^2
p1	3,70	13,69	0,75	0,56
p2	2,20	4,84	0,75	0,56
p3	0,70	0,49	0,75	0,56
p4	0,70	0,49	0,75	0,56
p5	2,20	4,84	0,75	0,56
p6	3,70	13,69	0,75	0,56
p7	3,70	13,69	0,75	0,56
p8	2,20	4,84	0,75	0,56
p9	0,70	0,49	0,75	0,56
p10	0,70	0,49	0,75	0,56
p11	2,20	4,84	0,75	0,56
p12	3,70	13,69	0,75	0,56
Σ		**76,08**		**6,75**

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{max} = \frac{896,27}{12} + \frac{-95,03x0,75}{6,75} + \frac{-40,02x3,7}{76,08}$$

$$= 62,18 \text{ ton}$$

$$P_{min} = \frac{896,27}{12} - \frac{-95,03x0,75}{6,75} - \frac{-40,02x3,7}{76,08}$$

$$= 87,19 \text{ ton}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 87,19 ton

2) Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah tiang pancang dalam 1 baris, (m) = 6

Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom, (n) = 2

$$Ek = 1 - \tan^{-1}\frac{D}{S}\left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}\right]$$

$$= 1 - \tan^{-1}\frac{0,5}{1,5}\left[\frac{(2-1)6 + (6-1)2}{90 \times 6 \times 2}\right] = 0,73$$

3) Kontrol Kapasitas

$Pmax \leq \bar{P}Ek$

87,19 Ton $\leq 129,7 \times 0,73$

87,19 Ton $\leq 94,28\ Ton$ **(OK)**

8.5 Perencanaan Poer (P1) Pada Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1500x1500mm
- Dimensi Poer = 4500x4500x1000mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 28 mm
- Mutu Beton, $(f'c)$ = 35 MPa
- Diameter tiang pancang = 500 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- αs = 20 (Kolom Sudut)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{1500}{1500} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{28}{2} = 916 \text{ mm}$$

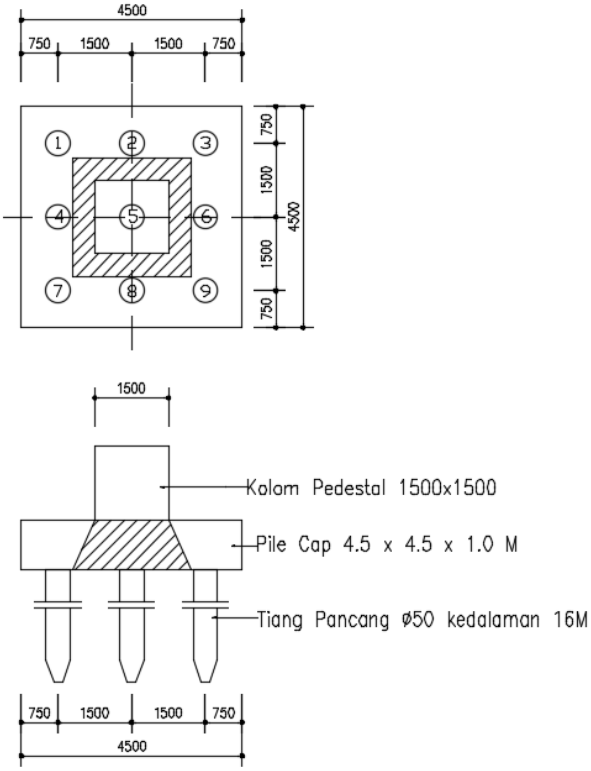
1) Kontrol Geser Pons Akibat Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom seperti gambar 8.7 oleh karena itu, keliling penampang kritis (bo) ditentukan dengan perumusan dibawah :

bo = Keliling penampang kritis

= 2($bkolom$+d)+2($hkolom$+d)

= 2(1500+916)+ 2 (1500 + 916) = 9664 mm



Gambar 8.7 Geser Ponds Akibat Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 9664\times 916$ = 26708,94 kN

b. $V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{20\times 916}{9664}+2\right)\sqrt{35}\times 9664\times 916$

= 16933,61 *kN* **(Menentukan)**

c. $V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}33\sqrt{35}\times 9664\times 916$

= 17282,25 kN

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 16933,61 kN = 1693,36 Ton

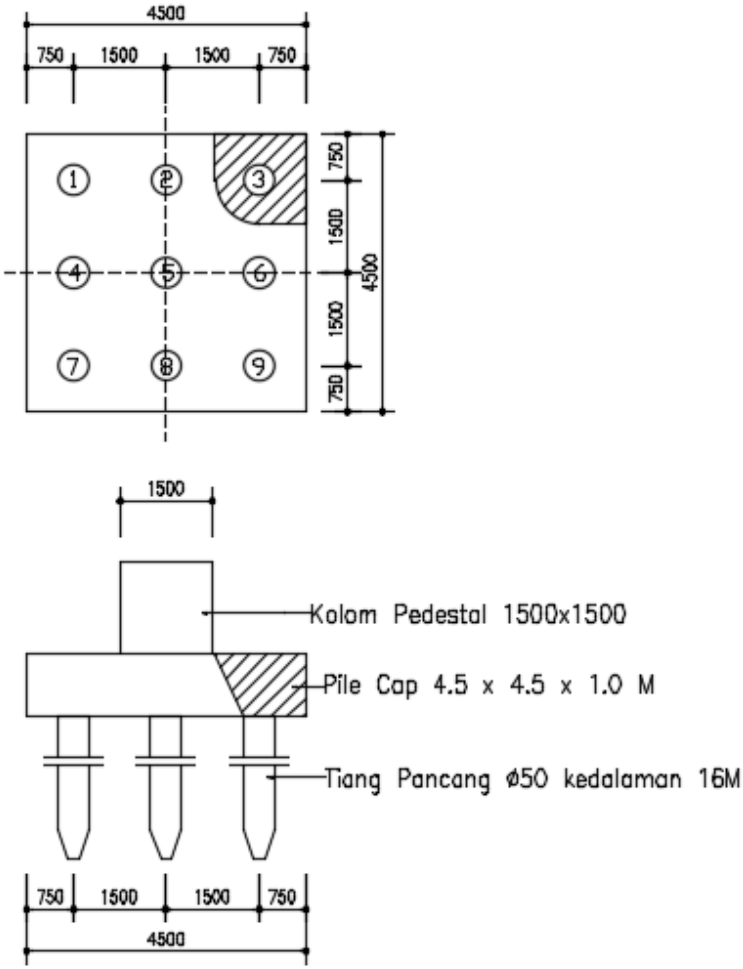
Vc $\geq Pu$ kolom - Pmax

1693,36 Ton $\geq$ 626,28 - 92,64 ton

1693,36 Ton $\geq$ 533,64 ton **(OK)**

2) Kontrol Geser Pons Akibat Pancang

bo = 5521 mm (dari AutoCad)



Gambar 8.8 Geser Ponds Akibat Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 5521\times 916$ = 15278,3 kN

b. $V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{20\times 916}{4446{,}24}+2\right)\sqrt{35}\times 5521\times 916$

= 13213,07 *kN*

c. $V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}33\sqrt{35}\times 5521\times 916$

= 9886,0 kN **(Menentukan)**

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 9886,0 kN = 988,6 Ton

Vc $\geq$ Pmax

988,6 Ton $\geq$ 92,64 ton **(OK)**

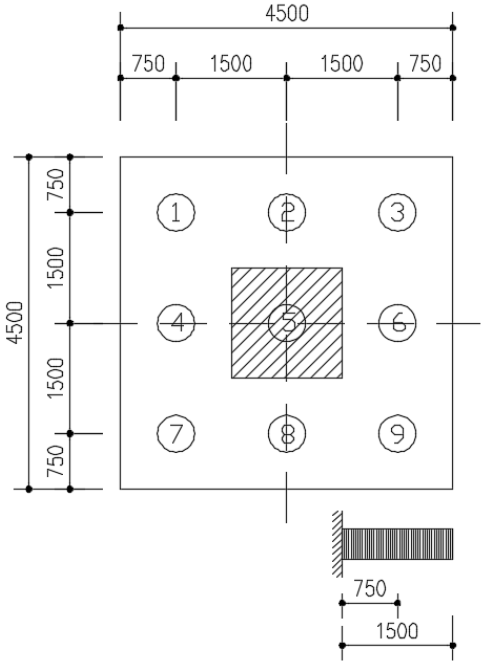
8.5.1 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar *P* dan berat sendiri poer sebesar *q*. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

1) Data Perencanaan

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 4500 x 4500 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (Ø) = 28 mm
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- Elastisitas (E) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
  d_x =1000 −70 – 28/2 = 916 mm
  d_x =1000 −70 – 28 – 28/2 = 888 mm

2) Desain Penulangan Poer Sumbu X dan Y
Berat Poer, qu = 4,5×1×2,4 = 10,8 Ton/m
$Pt = 3Pmax$ = 3 × 92,64 = 277,91 ton
Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 8.9 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 8.9 Mekanika Beban Poer Kolom Arah X

$$M_u = (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2\right)$$

$$= \left(277,91 \times 0,75\right) - \left(\frac{1}{2} \times 10,8 \times 1,5^2\right) = 196,28 \text{ tm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{1962800000}{0,85 \times 4500 \times 916^2} = 0,612 \ N/mm$$

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

$$= \frac{1}{13,44}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,612}{400}}\right)$$

$= 0,002 < \rho_{min}$.....(digunakan ρ_{min})

$As_{perlu} = 0,0035 \times 1000 \times 916 = 3206 \ mm^2$

Direncanakan tulangan lentur D 28 – 150 mm

As Pasang = $\frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 28^2 = 4102 \ mm^2 > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka, digunakan tulangan D28 – 150 pada sumbu X dan Y.

8.6 Perencanaan Poer (P2) Pada Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1500x1500mm
- Dimensi Poer = 3000x3000x1000mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 28 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Diameter tiang pancang = 500 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- αs = 20 (Kolom Sudut)

• Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{1500}{1500} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{28}{2} = 916 \text{ mm}$$

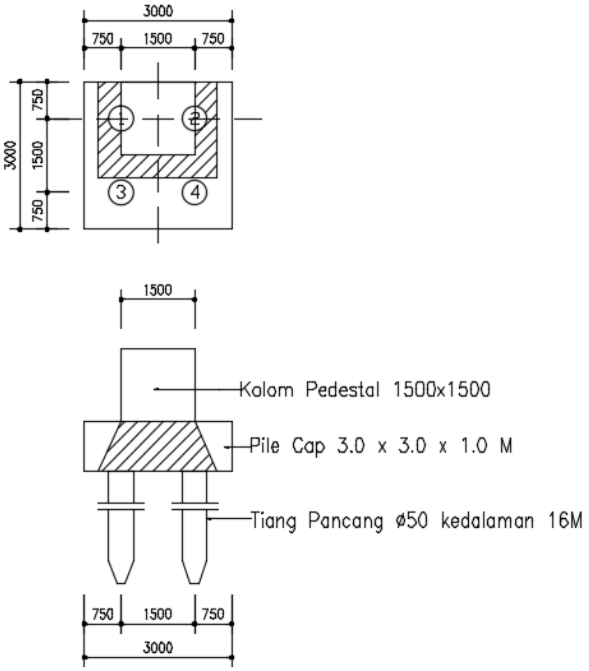
1) Kontrol Geser Pons Akibat Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom seperti gambar 8.10 oleh karena itu, keliling penampang kritis (bo) ditentukan dengan perumusan dibawah :

bo = Keliling penampang kritis

= 2($bkolom$+d)+2($hkolom$+$d/2$)

= 2(1500+916)+2(1500 + 916/2) = 8748 mm



Gambar 8.10 Geser Ponds Akibat Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 8748\times 916$ = 24177,34 kN

b. $V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{20\times 916}{8748}+2\right)\sqrt{35}\times 8748\times 916$

= 16109,6 kN

c. $V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}33\sqrt{35}\times 8748\times 916$

=15644,16 kN **(Menentukan)**

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 15644,16 kN = 1564,42 Ton

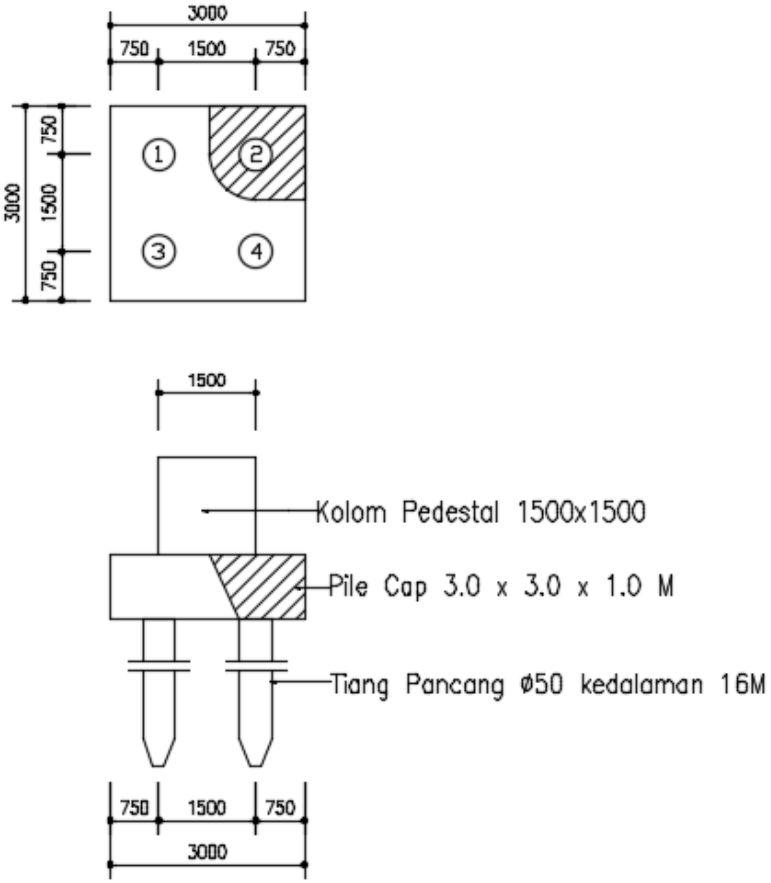
Vc $\geq Pu$ kolom – 2 Pmax

1564,42 Ton ≥ 258,37 – 2 x 87,14 ton

1564,42 Ton ≥ 84,1 ton **(OK)**

2) Kontrol Geser Pons Akibat Pancang

bo = (π x (500 + 916)) = 4446,24 mm



Gambar 8.11 Geser Ponds Akibat Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 5521\times 916 = 15278{,}3 \text{ kN}$$

b. $$V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$$

$$V_c = 0{,}083\left(\frac{20\times 916}{4446{,}24}+2\right)\sqrt{35}\times 5521\times 916$$

$$= 13213{,}07\ kN$$

c. $$V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$$

$$V_c = 0{,}33\sqrt{35}\times 5521\times 916$$

$$= 9886{,}0 \text{ kN } \textbf{(Menentukan)}$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 9886,0 kN = 988,6 Ton

Vc $\geq$ Pmax

988,6 Ton $\geq$ 87,14 ton **(OK)**

8.6.1 Desain Penulangan Poer Kolom

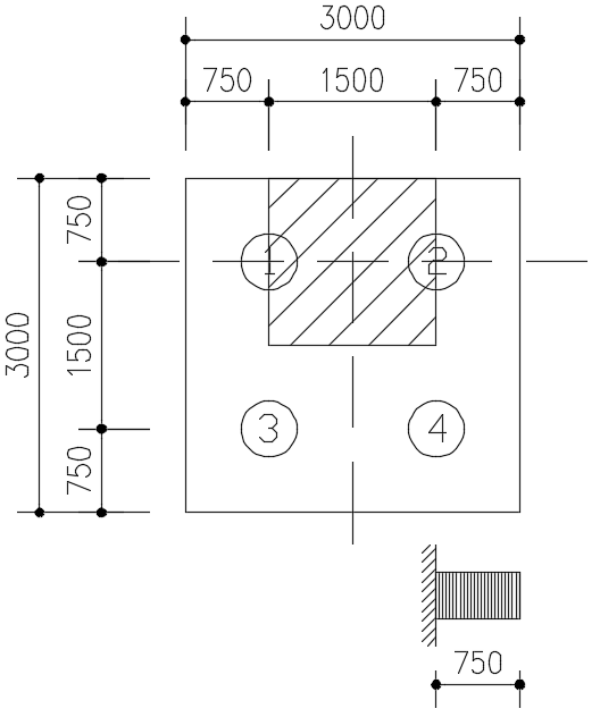
Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar *P* dan berat sendiri poer sebesar *q*. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

1) Data Perencanaan

- Dimensi Poer, $B\times L$ = 3000 x 3000 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (Ø) = 28 mm
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa

- Elastisitas (E) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
  d_x =1000 −70 – 28/2 = 916 mm
  d_x =1000 −70 – 28 – 28/2 = 888 mm

2) Desain Penulangan Poer Sumbu X
Berat Poer, qu = 3×1×2,4 = 7,2 Ton/m
Pt = 0.$Pmax$ = 0 × 87,14 = 0 ton
Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 8.12 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 8.12 Mekanika Beban Poer Kolom Arah X

$$M_u = \left(\frac{1}{2} q_u e^2\right)$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 7,2 \times 0,75^2\right)$$

= 2,03 tm

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

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{20300000}{0,85 \times 3000 \times 916^2} = 0,0095 \ N/mm$$

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

$$= \frac{1}{13,44}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,0095}{400}}\right)$$

= 0,00002 < ρ_{min}.....(digunakan ρ_{min})

As_{perlu} = 0,0035 x 1000 x 916= 3206 mm^2

Direncanakan tulangan lentur D 28 – 150 mm

As Pasang = $\frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 28^2$ = 4102 mm^2 > As$_{perlu}$ **(OK)**

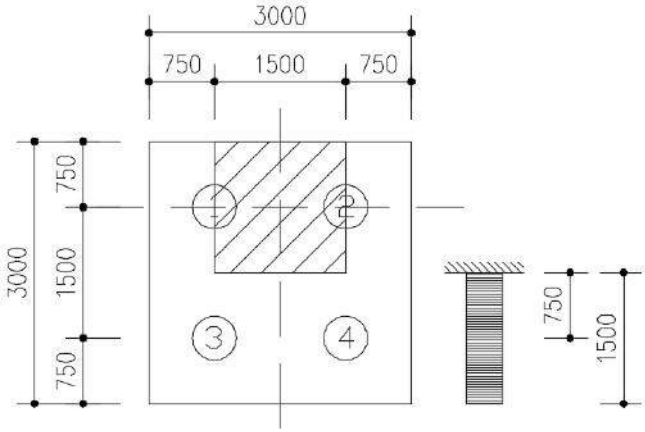
Maka, digunakan tulangan D28 – 150 pada sumbu X.

3) Desain Penulangan Poer Sumbu Y

Berat Poer, qu = 3×1×2,4 = 7,2 Ton/m

$Pt = 2Pmax$ = 2 × 87,14 = 174,27 ton

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 8.13 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 8.13 Mekanika Beban Poer Kolom Arah Y

$$M_u = (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2\right)$$

$$= (174,27 \times 0,75) - \left(\frac{1}{2} \times 7,2 \times 1,5^2\right)$$

= 122,6 tm

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

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{1226000000}{0,85 \times 3000 \times 916^2} = 0,57 \ N/mm$$

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

$$= \frac{1}{13,44}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,57}{400}}\right)$$

$= 0,0015 < \rho_{min}$.....(digunakan ρ_{min})

$As_{perlu} = 0,0035 \text{ x } 1000 \text{ x } 916 = 3206 \text{ mm}^2$

Direncanakan tulangan lentur D 28 – 150 mm

As Pasang = $\frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 28^2 = 4102 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka, digunakan tulangan D28 – 150 pada sumbu Y.

8.7 Perencanaan Poer (P3) Pada Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1500x1500mm
- Dimensi Poer = 8900x3000x1000mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 28 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa

- Diameter tiang pancang = 500 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- αs = 40 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{1500}{1500} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{28}{2} = 916 \text{ mm}$$

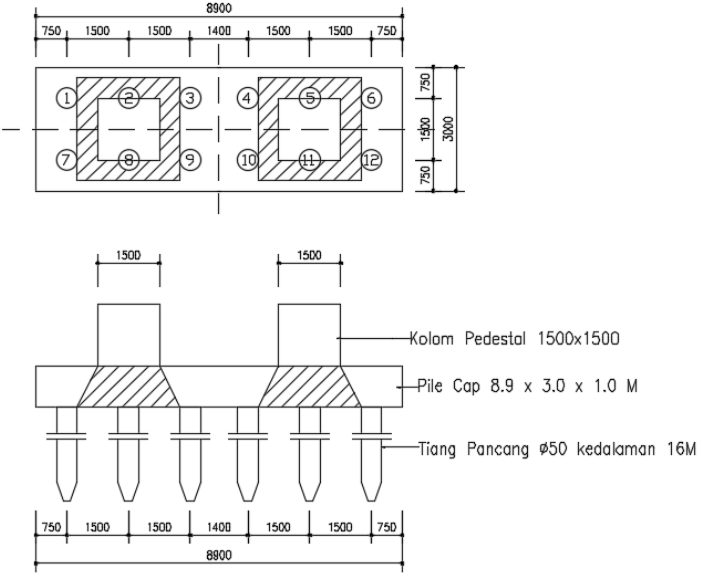
1) Kontrol Geser Pons Akibat Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom seperti gambar 8.14 oleh karena itu, keliling penampang kritis (bo) ditentukan dengan perumusan dibawah :

bo = Keliling penampang kritis

= 2x(2($bkolom$+d)+2($hkolom$+d))

= 2x(2(1500+916)+ 2 (1500 + 916)) = 19328 mm



Gambar 8.14 Geser Ponds Akibat Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 19328\times 916$ = 53417,87 kN

b. $V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{40\times 916}{19328}+2\right)\sqrt{35}\times 19328\times 916$

= 33867,22 *kN* **(Menentukan)**

c. $V_c = 0{,}33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}33\sqrt{35}\times 19328\times 916$

= 34564,51 kN

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 33867,22 kN = 3386,72 Ton

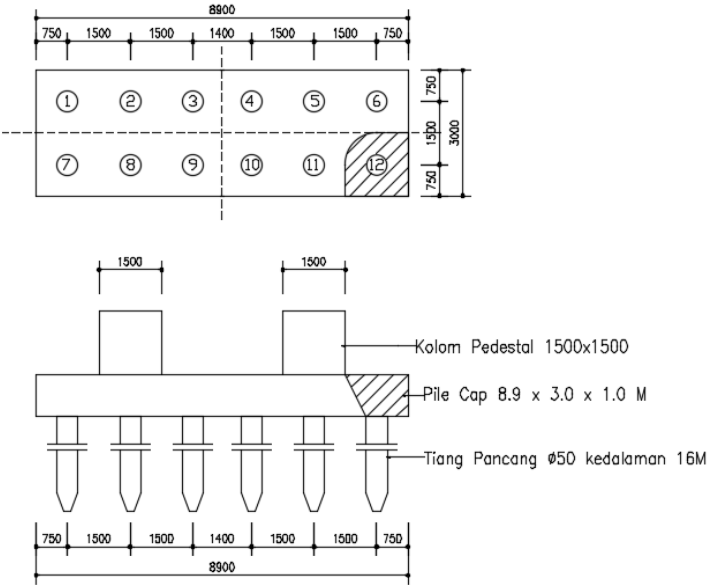
Vc $\geq Pu$ kolom – 4 Pmax

3386,72 Ton ≥ 832,19 – 4x87,19 ton

3386,72 Ton ≥ 483,41 ton **(OK)**

2) Kontrol Geser Pons Akibat Pancang

bo = (π x (500 + 916)) = 4446,24 mm



Gambar 8.15 Geser Ponds Akibat Pancang

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

a. $V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\times\sqrt{35}\times 5521\times 916 = 15278{,}3$ kN

b. $V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{20\times 916}{4446{,}24}+2\right)\sqrt{35}\times 5521\times 916$

$= 13213{,}07\ kN$

c. $V_c = 0,33\lambda\sqrt{fc'}b_o d$

$V_c = 0,33\sqrt{35} \times 5521 \times 916$

= 9886,0 kN **(Menentukan)**

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 9886,0 kN = 988,6 Ton

Vc $\geq$ Pmax

988,6 Ton $\geq$ 87,19 ton **(OK)**

8.7.1 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis dengan SAP2000 dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar *P* dan berat sendiri poer sebesar *q*. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

1) Data Perencanaan

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 8900 x 3000 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (Ø) = 28 mm
- Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
- Elastisitas (E) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
  d_x =1000 −70 – 28/2 = 916 mm
  d_x =1000 −70 – 28 – 28/2 = 888 mm

2) Desain Penulangan Poer Sumbu X

Berat Poer, qu = 8900×1×2,4 = 21,36 Ton/m

Pt = 2 $Pmax$ = 2 x 87,19 = 174,39 ton

Mu = 207,43 tm (SAP2000)

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

$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$

$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027$

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

$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$

$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{2074300000}{0,85 \times 8900 \times 916^2} = 0,33$ *N/mm*

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

$= \frac{1}{13,44}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,33}{400}}\right)$

$= 0,00082 < \rho_{min}$.....(digunakan ρ_{min})

$As_{perlu} = 0,0035 \text{ x } 1000 \text{ x } 916 = 3206 \text{ mm}^2$

Direncanakan tulangan lentur D 28 – 150 mm

As Pasang = $\frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 28^2$ =4102,9 mm^2 > As_{perlu} **(OK)**

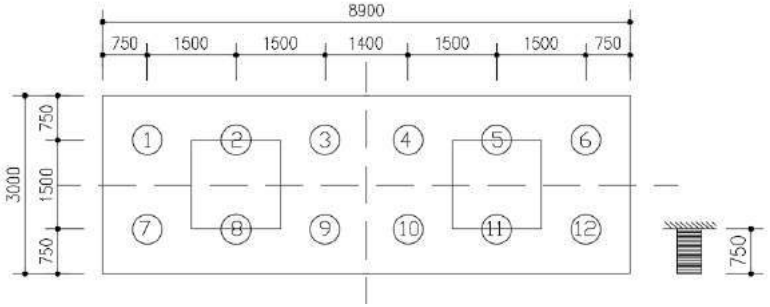
Maka, digunakan tulangan D28 – 150 pada sumbu X.

3) Desain Penulangan Poer Sumbu Y

Berat Poer, qu = 3×1×2,4 = 7,2 Ton/m

$Pt = 0 \,.\, Pmax$ = 0 × 87,19 = 0 ton

Ilustrasi mekanika beban poer kolom arah Y diperlihatkan pada Gambar 8.16.



Gambar 8.16 Mekanika Beban Poer Kolom Arah Y

$$M_u = \left(\frac{1}{2} q_u e^2\right)$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 7,2 \times 0,75^2\right)$$

$$= 2,03 \text{ tm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,027$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{20300000}{0,85 \times 3000 \times 916^2} = 0,0095 \ N/mm$$

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

$= \frac{1}{13,44}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 13,44\times 0,0095}{400}}\right)$

$= 0,00002 < \rho_{min}$.....(digunakan ρ_{min})

As_{perlu} = 0,0035 x 1000 x 916 = 3206 mm^2

Direncanakan tulangan lentur D 28 – 150 mm

As Pasang = $\frac{1000}{150}\times 0,25\times \pi \times 28^2$ =4102,93mm^2>As_{perlu} **(OK)**

Maka, digunakan tulangan D28 – 150 pada sumbu Y.

8.8 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil perhitungan struktur primer pada bab sebelumnya.

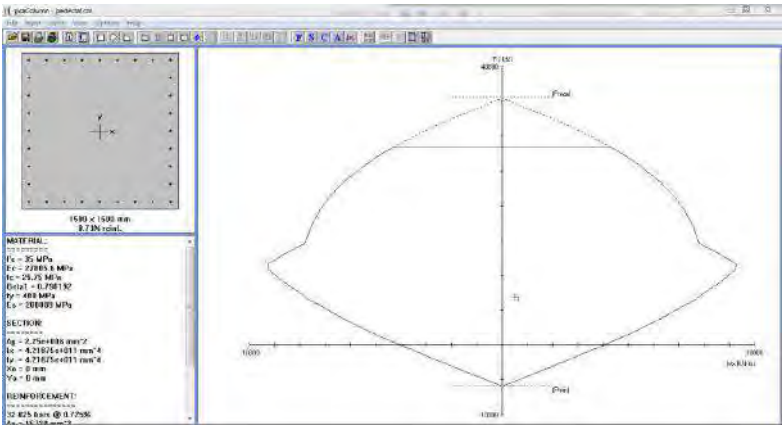
P_u = 692771,6 kg
V_u = 9656,28 kg
M_u = 49040,76 kgm

1) Data perencanaan kolom :

b = 1500 mm
h = 1500 mm
A_g = 2250000 mm^2

Mutu bahan :
f'_c = 35 Mpa
f_y = 400 Mpa
Selimut beton = 50 mm
Tulangan sengkang = ∅12 mm
Tulangan utama = ∅25 mm
Tinggi efektif = 1500 – (50 + 12 + ½.25) = 1425,5 mm

2) Penulangan Lentur pada Kolom
Dari PCACOL didapat nilai ρ = 0,73 %



Gambar 8.17 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCAColumn

A_s = 0,0073× 1500×1425,5
=15609,2 mm^2
Dipasang tulangan 32 D25, A_s = 15700 mm^2 dipasang merata 4 sisi.

3) Penulangan Geser Kolom
V_u = 9656,28 kg = 96562,8 N

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = 2\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}bd$$

$$= 2\left(1+\frac{6927716}{14\times 2250000}\right)\frac{1}{6}\sqrt{35}\times 1500\times 1425,5$$

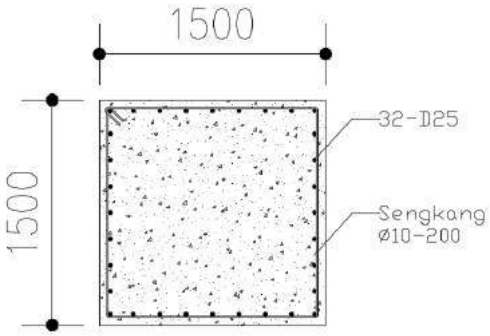
= 5144051,01 N

$\phi V_c = 0.6 \times V_c$

= 0,6 × 5144051,01

= 3086430,6 N > Vu = 96562,8 N

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis Ø10 – 200, sengkang dua kaki.



Gambar 8.18 Penulangan Kolom Pedestal

4) Kontrol Panjang Penyaluran

$$\frac{ld}{db} = \frac{3\,fy.\alpha.\beta.\lambda}{5\sqrt{fc}}$$

α = faktor lokasi penulangan = 1,00

β = faktor pelapis = 1,00

λ = faktor ukuran batang tulangan = 1,00

db = 25 mm

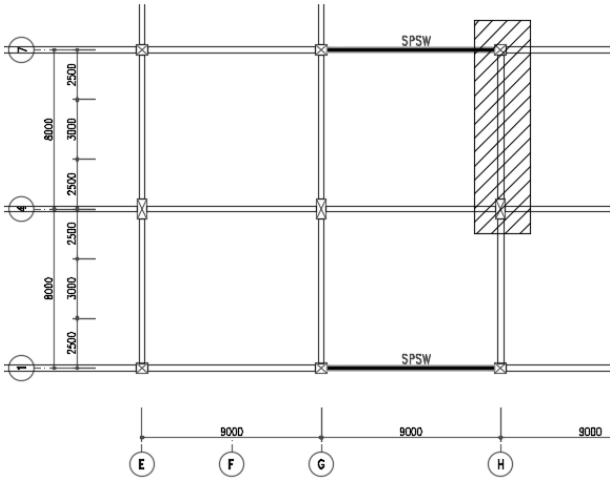
$$\frac{ld}{25} = \frac{3.250.1,00.1,00.1,00}{5\sqrt{35}} = 633,9mm$$

Digunakan panjang penyaluran sebesar 40db = 40.25 = 1000mm

8.9 Perencanaan Sloof Pondasi

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof TB 1 yang didesain pada as H 4-7 seperti yang ditunjukan pada

gambar 8.19 sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan 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.



Gambar 8.19 Letak Sloof yang Ditinjau

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400mm$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Data Perencanaan :

Dimensi Sloof	= 400 x 600 mm
Mutu Beton, ($f'c$)	= 35 MPa
Diameter Tulangan	= D22
Mutu Baja (fy)	= 400 MPa
Decking	= 40 mm

Gaya aksial kolom = 692771,6 kg
Pu_{Sloof} = 10% x 692771,6 kg
= 69277,16 kg
= 692771,6 N

Tegangan ijin Tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7\sqrt{f_c'} = 0,7\sqrt{35} = 4,14MPa$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{Pu}{\varnothing bh} = \frac{692771,6}{0,8.400.600} = 3,6MPa \leq f_{ijin}(\text{Oke})$$

Beban yang diterima sloof :

- berat sendiri = 0,40 × 0,60 × 2400 = 576 kg/m
- berat dinding = 4 × 100 = 400 kg/m +

q_d = 976 kg/m

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2012 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

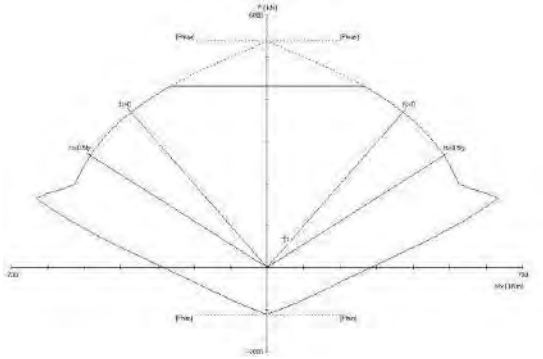
q_u = 1,2 × 976 = 1171,2 kg/m

$M_{u\ tumpuan} = \frac{1}{16} \times q_u \times l^2$

$= \frac{1}{16} \times 1171,2 \times 8^2$

= 4684,8 kg.m = 46848000 N.mm

Grafik interaksi yang didapat dari PCACOL



Layout: Rectangular
Pattern: Sides Different (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 3096 mm^2 at rho = 1.29%
Minimum clear spacing = 71 mm

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	4 #22	4 #22	0 #10	0 #10
Cover(mm)	40	40	40	40

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	ΣMnx kNm	ΣMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	692.80	46.85	448.84	9.580	108	539	0.01194	0.900

*** End of output ***

Gambar 8.20 Diagram Interaksi Sloof 40/60

Dari analisis PCACOL didapat :

$\rho = 0{,}0129$

Dipasang tulangan = 8 D 22 (A_s = 3039,52 mm^2)

<u>Cek lebar sloof</u>

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

Cek jarak tulangan (dipasang 1 layer)

space antar tulangan = 25 mm

selimut beton = 40 mm

tulangan = 22 mm

sengkang = 10 mm

= (3 x 25)+(2 x 40)+(4 x 22)+(2 x 10)
= 263 mm < 400 mm **(OK)**

Lebar balok 400 mm cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 layer.

8.9.1 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 1171,2 \times 8 = 4684,8kg$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

Ag = 400 x 600 = 240000 mm^2
d = 600 – 40 – 10 – 22/2 = 539 mm

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f_c'}.bw.d$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{6927716}{14.240000}\right)1\sqrt{35}.400.539 = 663913,3N$$

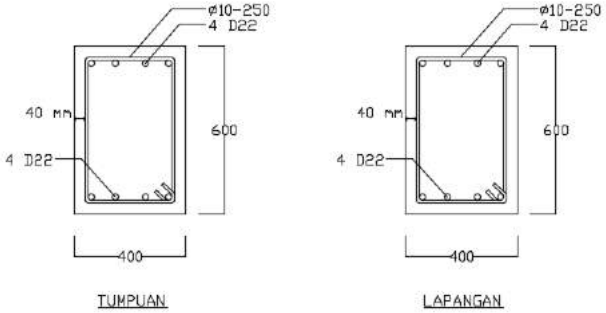
ϕV_c= 0,75 x 663913,3 = 497935 N > V_u = 46848 N (OK)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari :

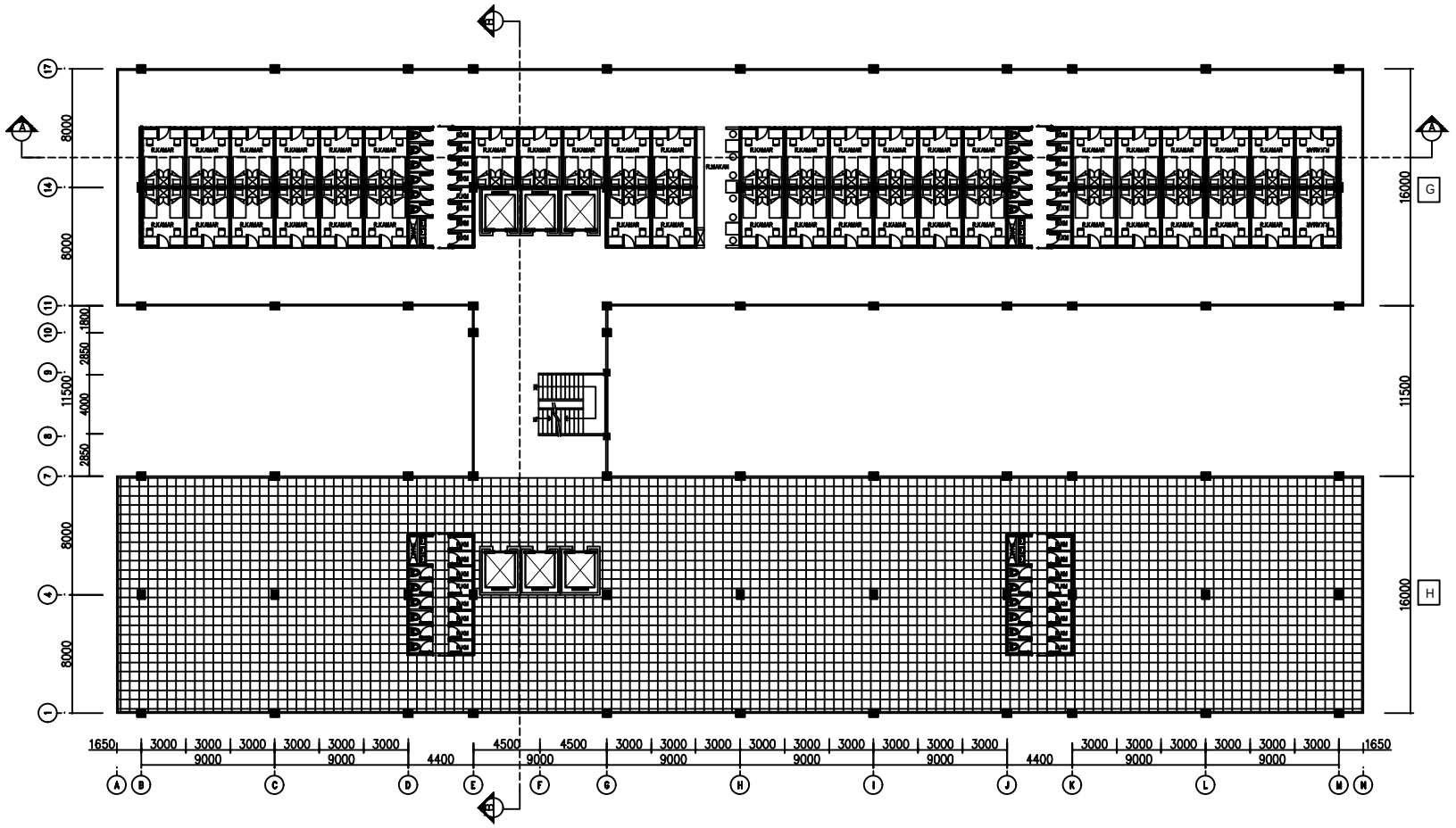
$\frac{d}{2}$ dan 300 mm

$$\frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269,5mm$$

Dipasang sengkang ∅10 – 250 mm
Detail tulangan sloof



Gambar 8.21 Detail Sloof 400 x 600



DENAH LANTAI DASAR

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR 2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

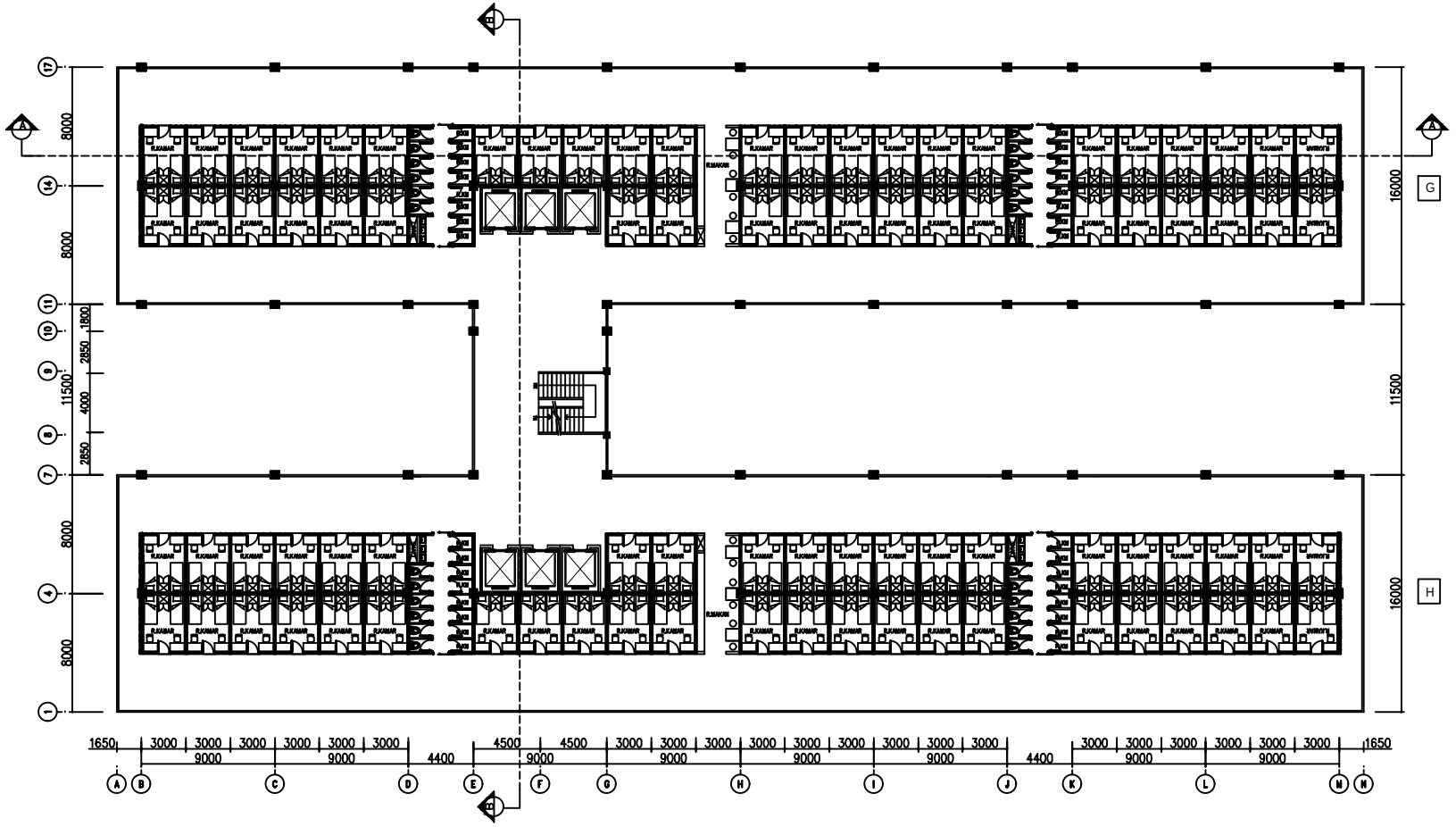
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH LT. DASAR
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
01	25



DENAH LANTAI 1-9

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

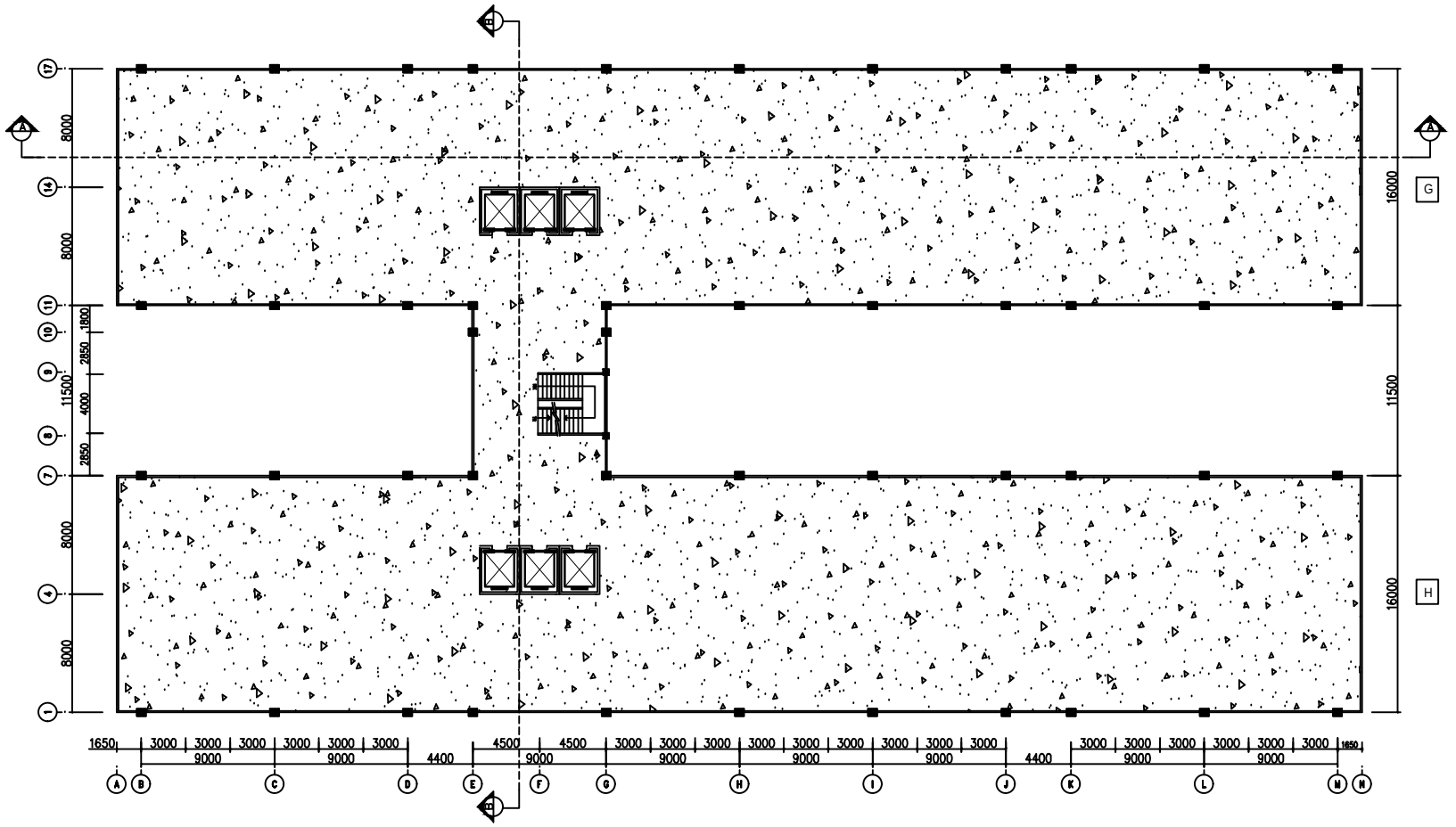
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH LT. 1-9
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
02	25



DENAH LANTAI ATAP

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

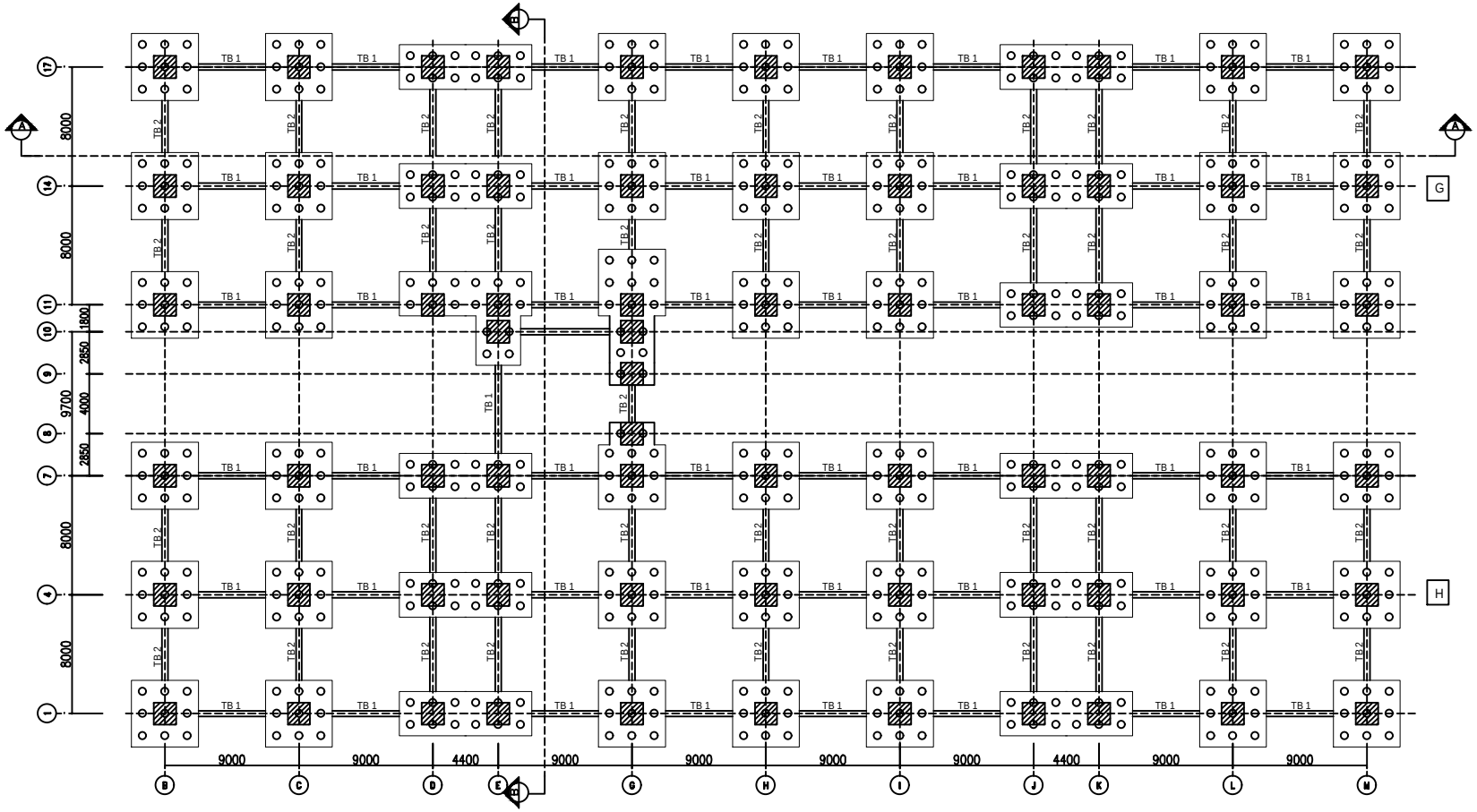
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH LT. ATAP
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
03	25



DENAH PONDASI DAN SLOOF

P1 (4500x4500x1000)
9 Pancang, H = 16 m

P2 (3000x3000x1000)
4 Pancang, H = 16 m

P3 (8900x3000x1000)
12 Pancang, H = 16 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

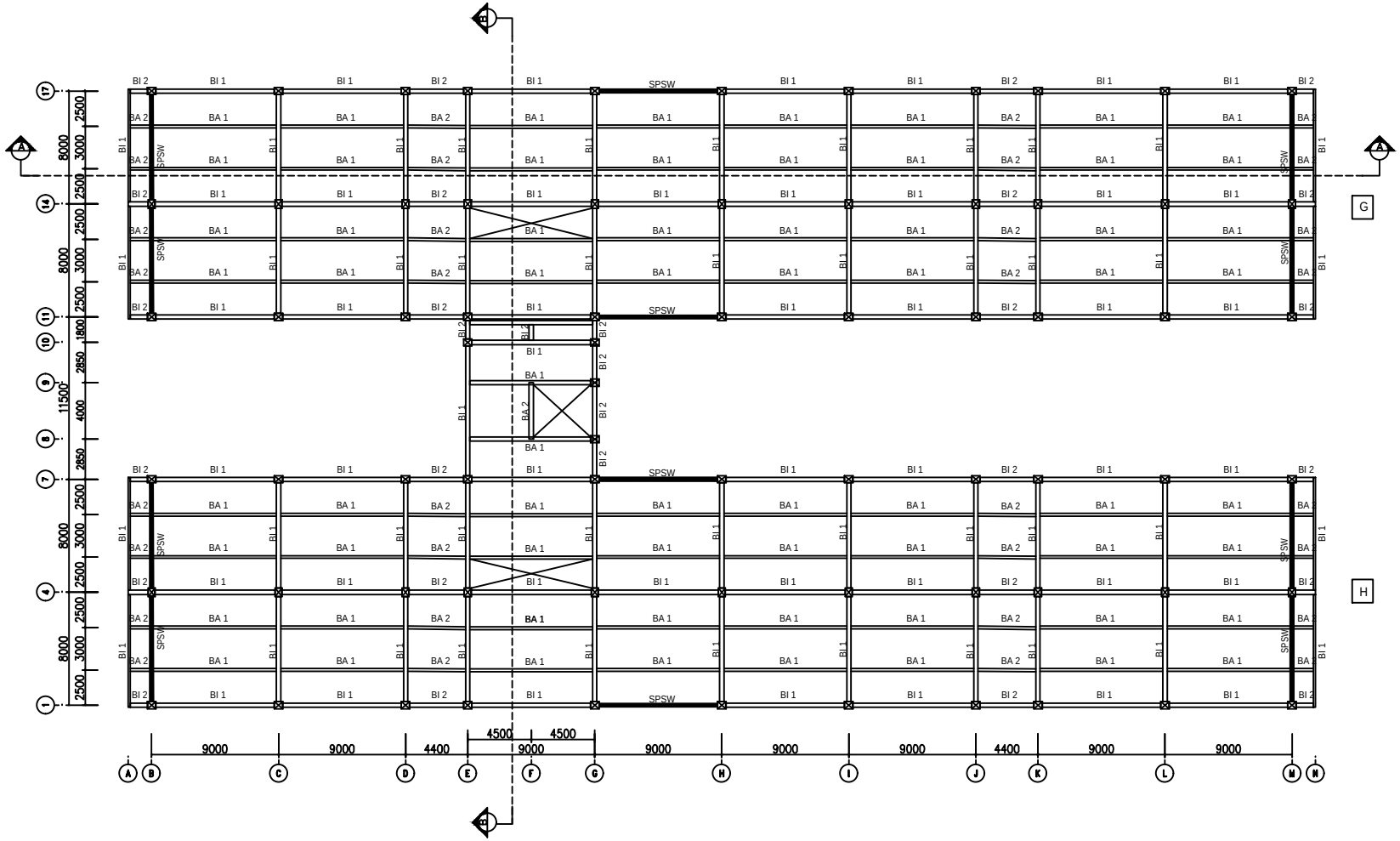
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI DAN SLOOF
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
04	25



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 1-3

BALOK
BI 1 : CB 625.200.10.16
BI 2 : WF 350.175.7.11
BA 1 : CB 495.200.7.11
BA 2 : WF 250.175.7.11

KOLOM : HSS 800.800.25.25

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

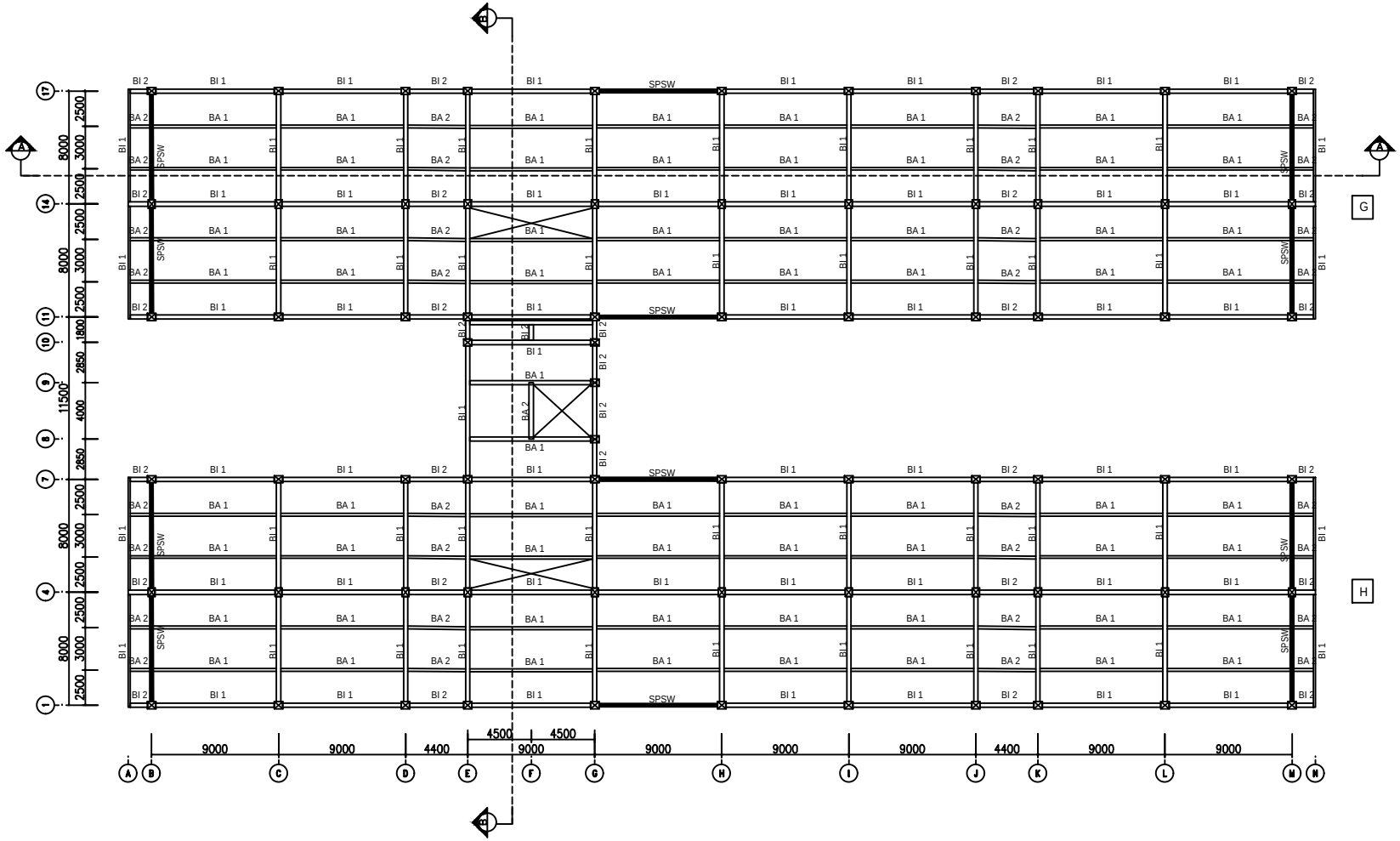
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM DAN BALOK LT. 1-3
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
05	25



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 4-6

BALOK
BI 1 : CB 550.300.11.18
BI 2 : WF 300.200.9.14
BA 1 : CB 495.200.7.11
BA 2 : WF 250.175.7.11

KOLOM : HSS 700.700.22.22

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

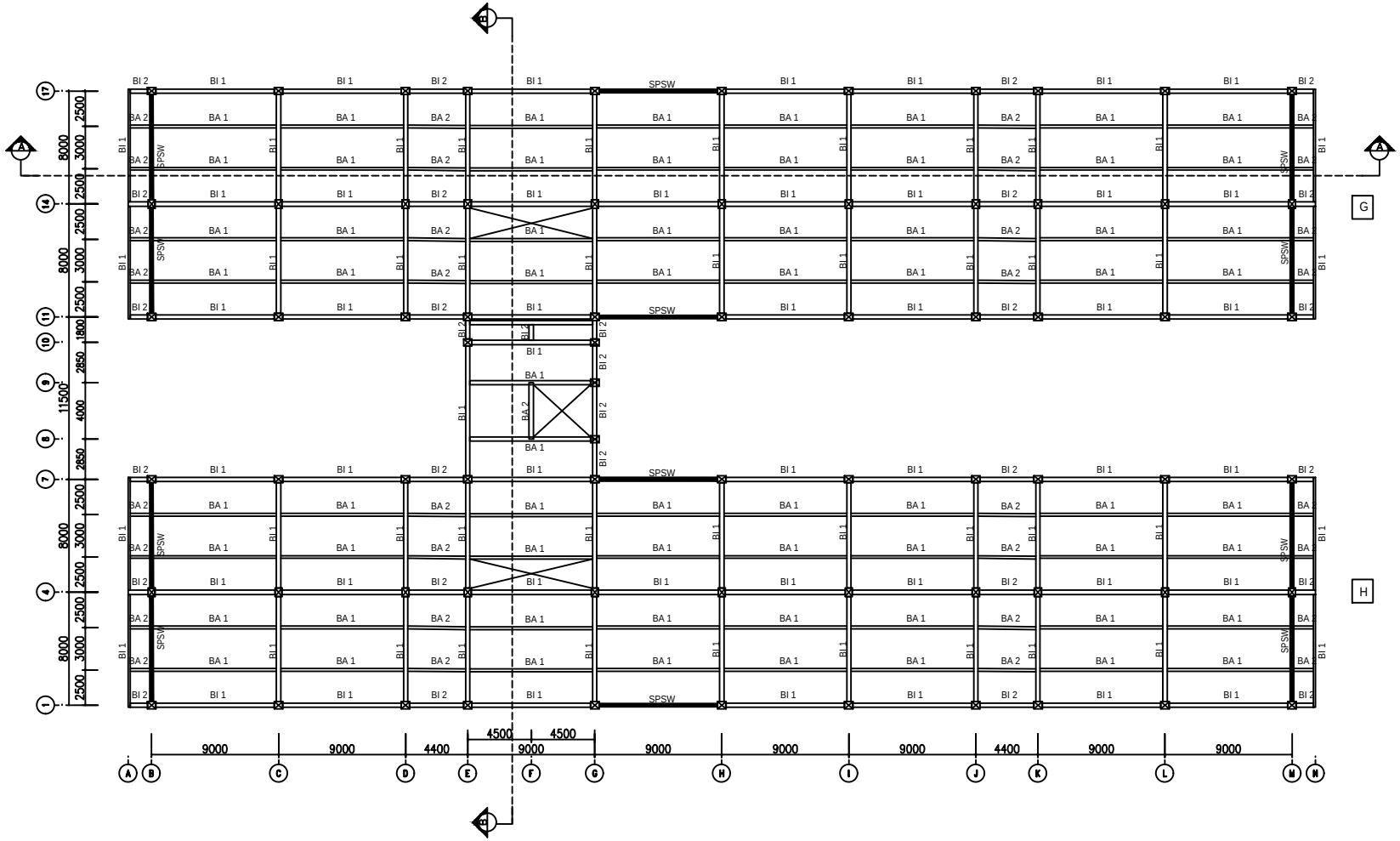
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM DAN BALOK
LT. 4-6
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
06	25



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 7-9

BALOK
BI 1 : CB 487,5.300.10.16
BI 2 : WF 250.175.7.11
BA 1 : CB 495.200.7.11
BA 2 : WF 250.175.7.11

KOLOM : HSS 600.600.16.16

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

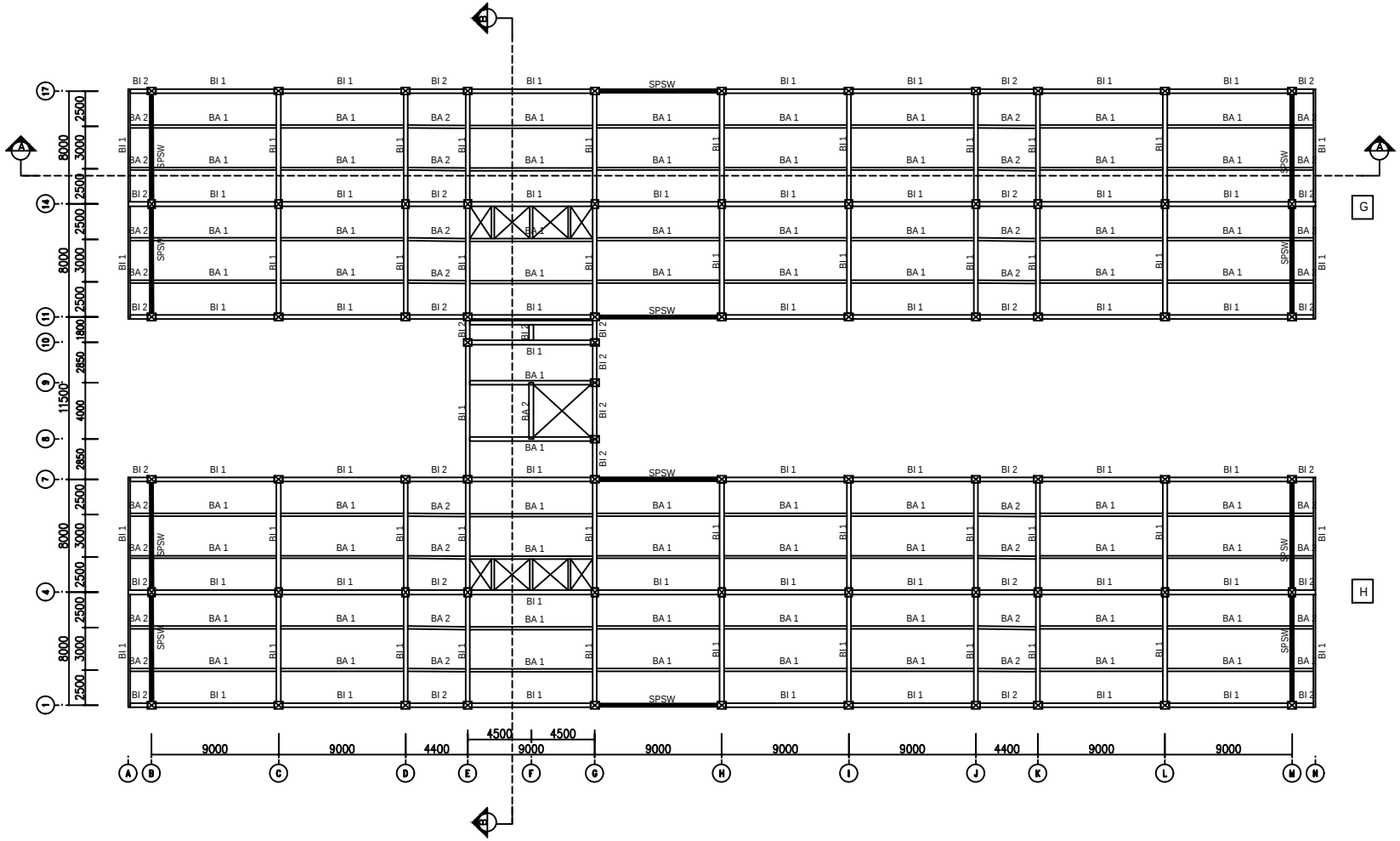
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM DAN BALOK
LT. 7-9
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
07	25



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI ATAP

BALOK
BI 1 : CB 437,5.200.10.16
BI 2 : WF 250.125.5.8
BA 1 : CB 437,5.175.7.11
BA 2 : WF 250.125.5.8

KOLOM : HSS 600.600.16.16

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

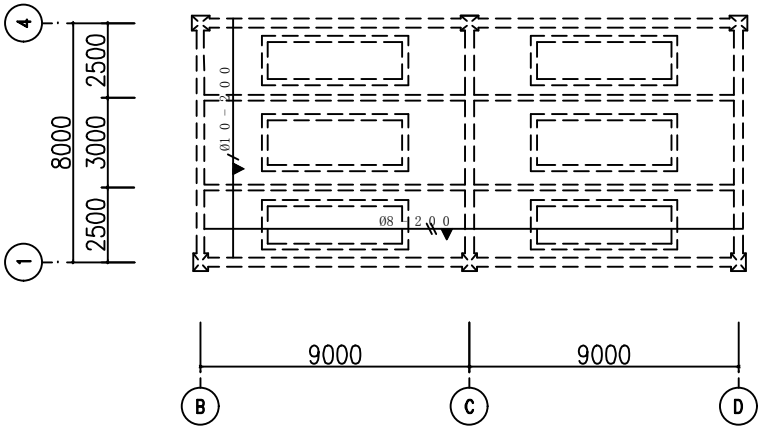
SKALA

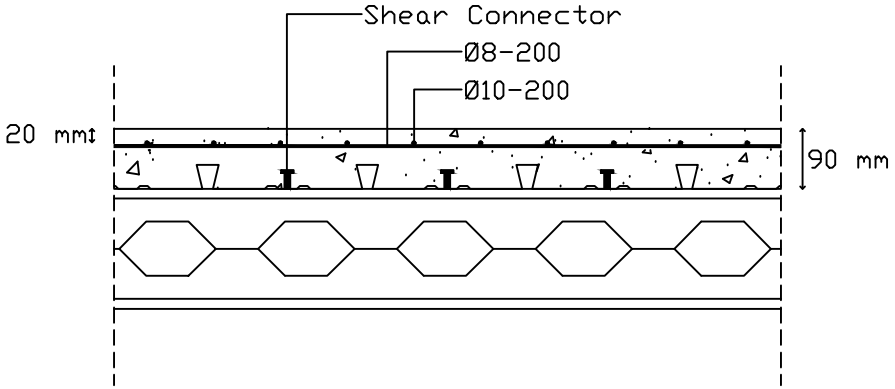
1 : 450

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM DAN BALOK LT. ATAP
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
08	25





PENULANGAN PELAT LANTAI ATAP

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

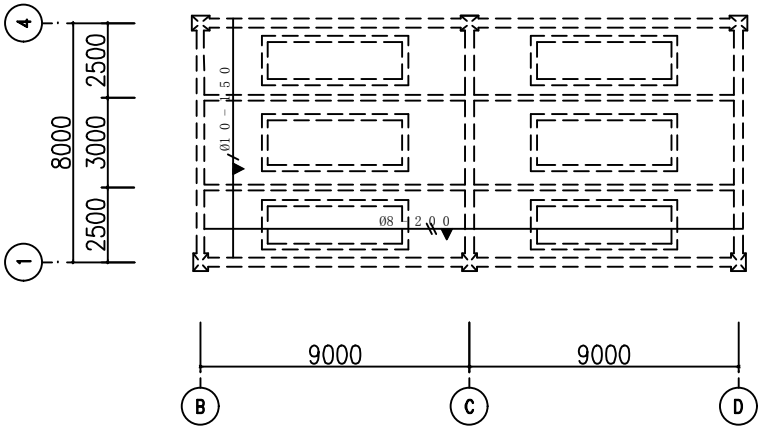
SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

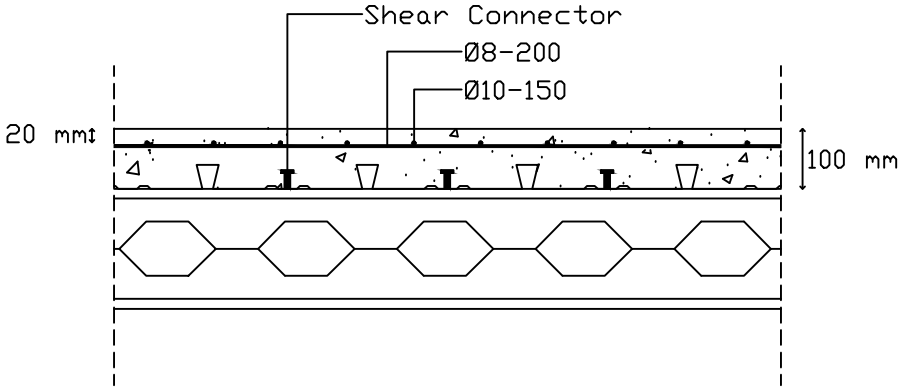
SKALA

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN
PELAT LANTAI ATAP
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
09	23





PENULANGAN PELAT LANTAI ASRAMA

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

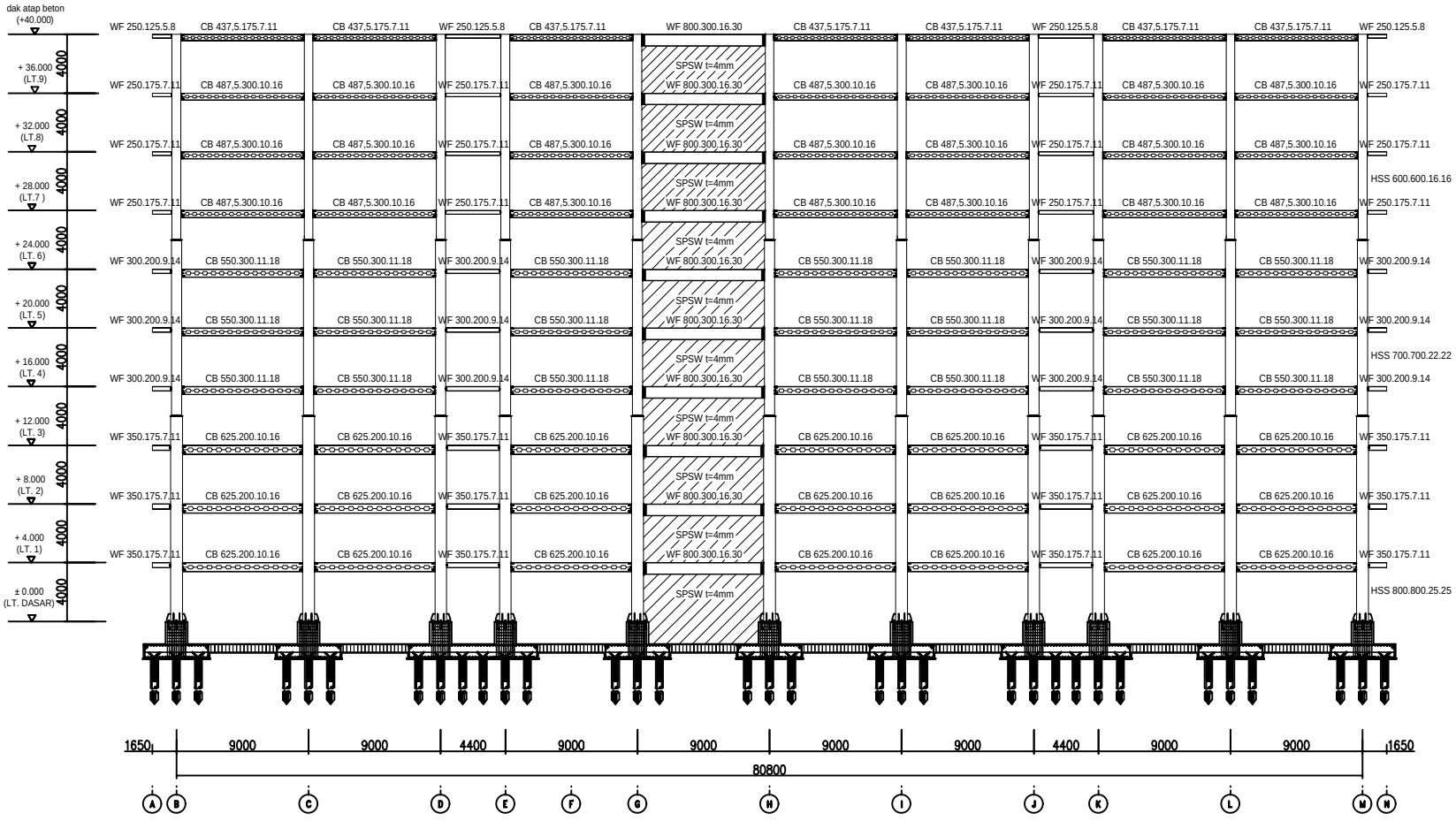
SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

SKALA

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN
PELAT LANTAI ASRAMA
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
10	23



POTONGAN A-A

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

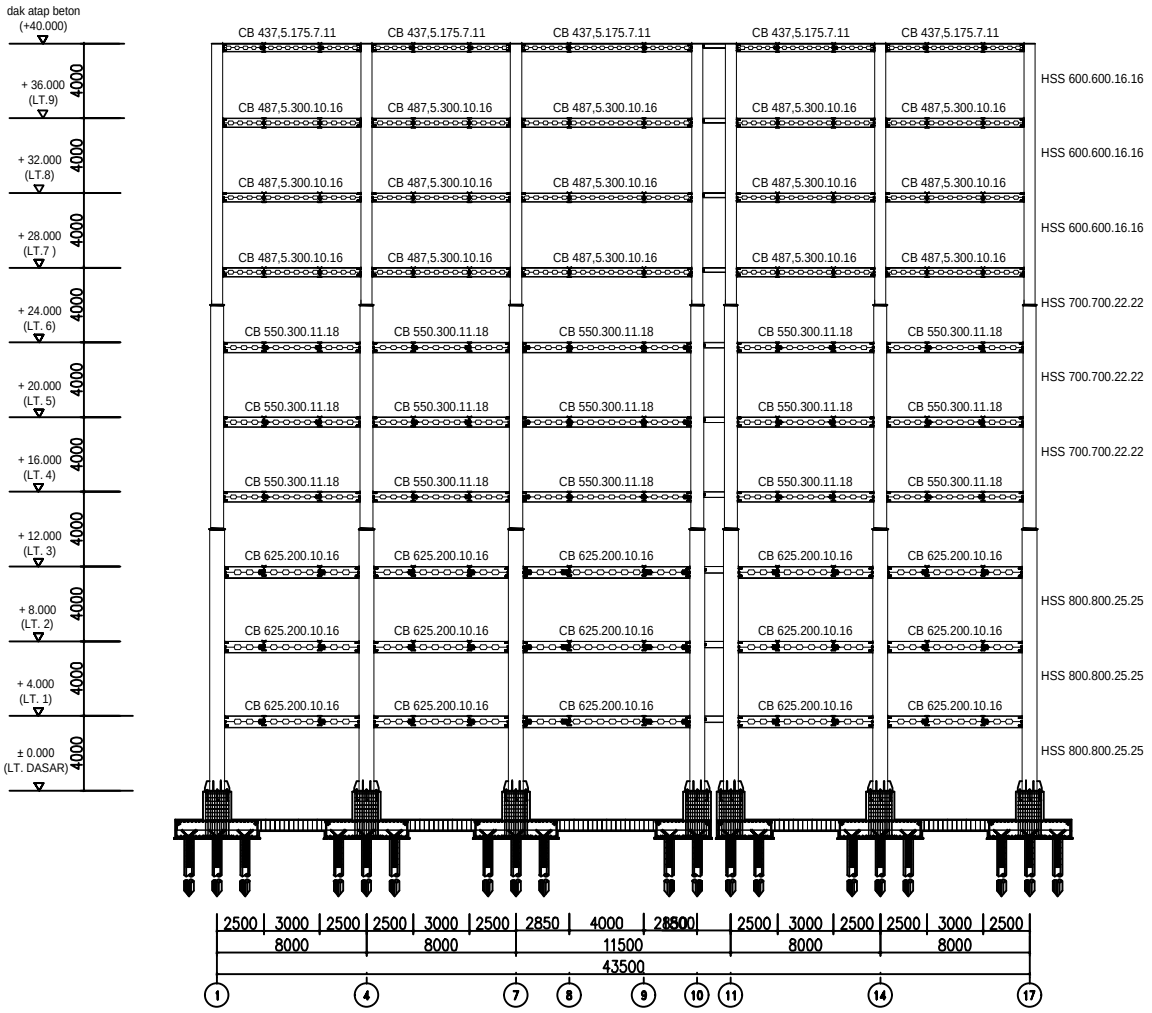
SKALA

1 : 450

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A
GEDUNG G

NO.GBR	JML.GBR
11	25



POTONGAN B-B

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

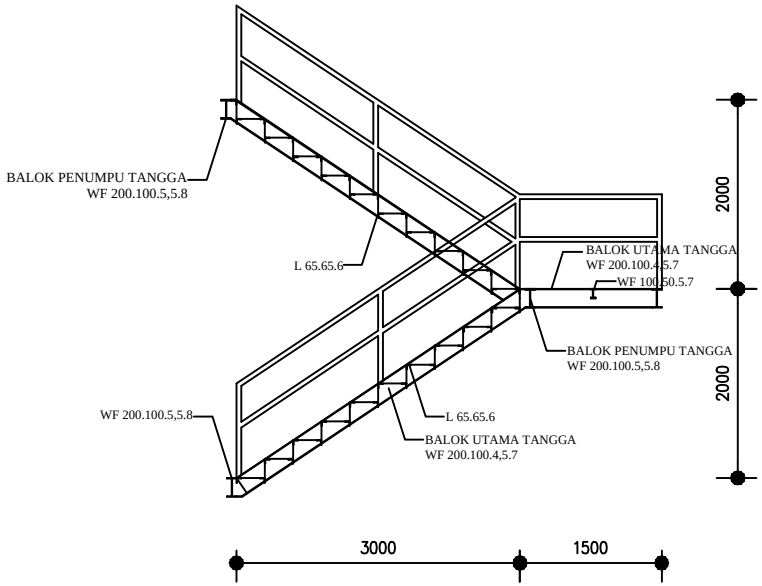
SKALA

1 : 400

JUDUL GAMBAR

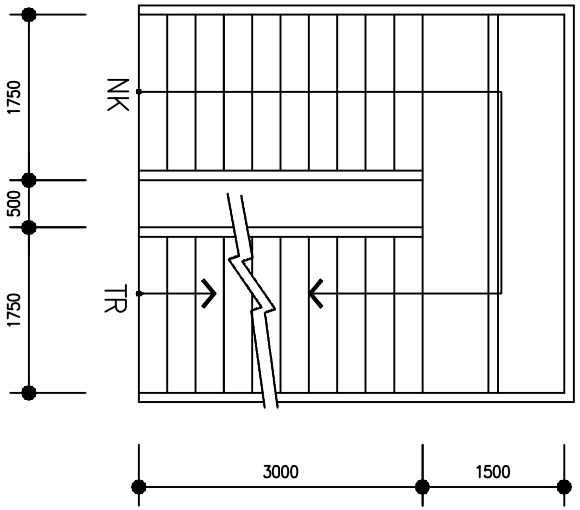
POTONGAN B-B
GEDUNG G DAN H

NO.GBR	JML.GBR
12	25



POTONGAN TANGGA

Skala 1 : 80



TAMPAK ATAS TANGGA

Skala 1 : 80

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

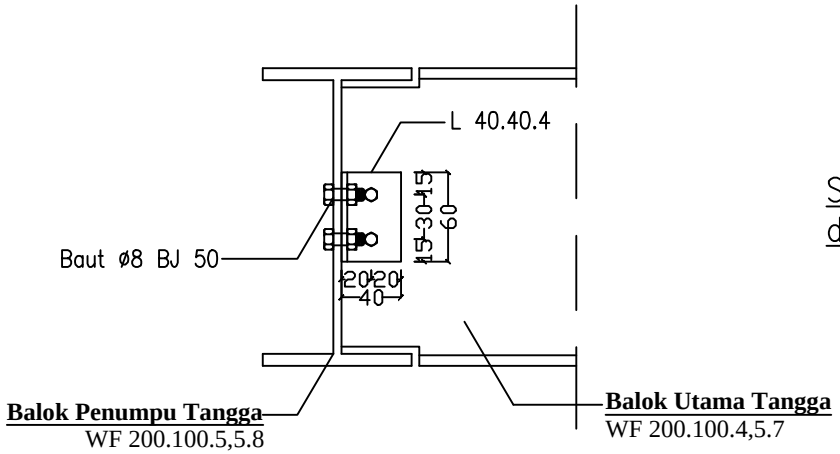
SKALA

1 : 80

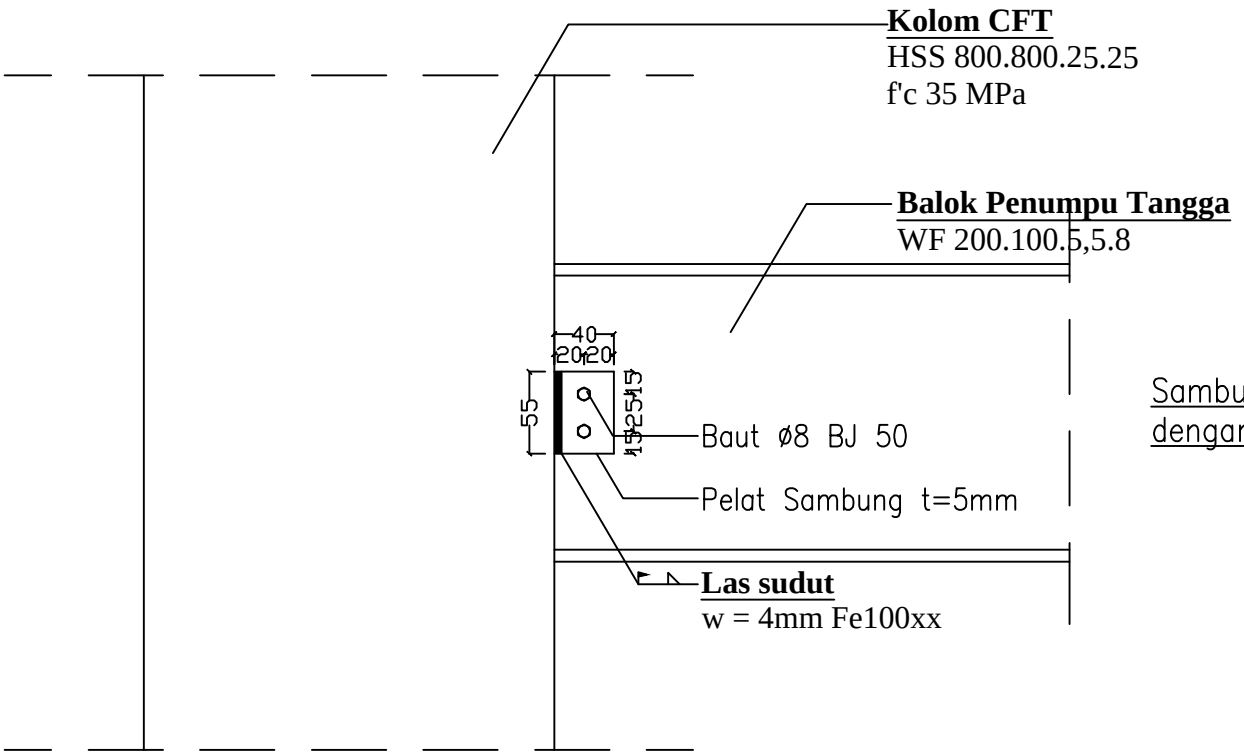
JUDUL GAMBAR

TANGGA UTAMA

NO.GBR	JML.GBR
13	25



Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Balok Utama Tangga



Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

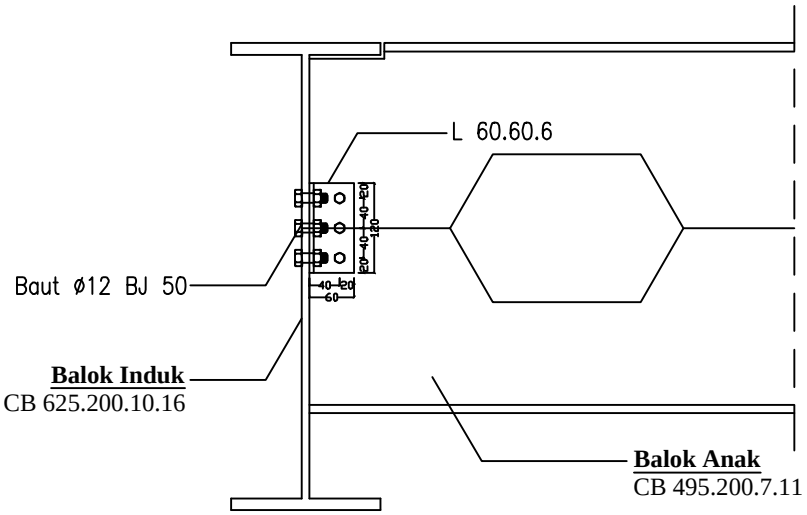
SKALA

1 : 5

JUDUL GAMBAR

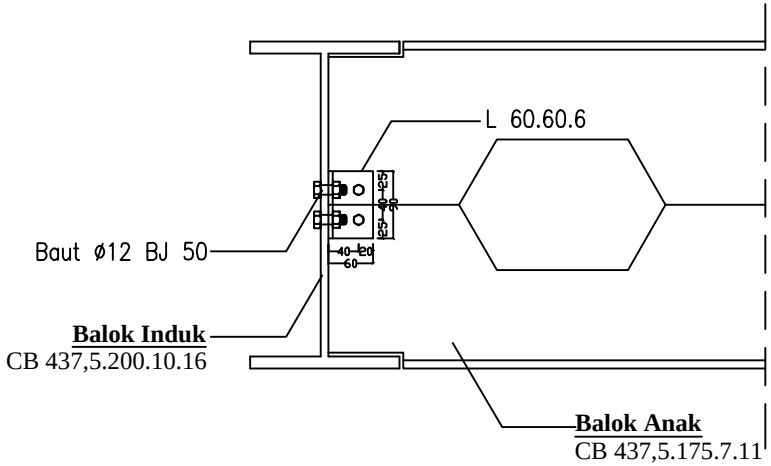
SAMBUNGAN TANGGA

NO.GBR	JML.GBR
14	25



SAMBUNGAN BALOK ANAK 1 DENGAN BALOK INDUK LANTAI ASRAMA

Skala 1 : 10



SAMBUNGAN BALOK ANAK 1 DENGAN BALOK INDUK LANTAI ATAP

Skala 1 : 10

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

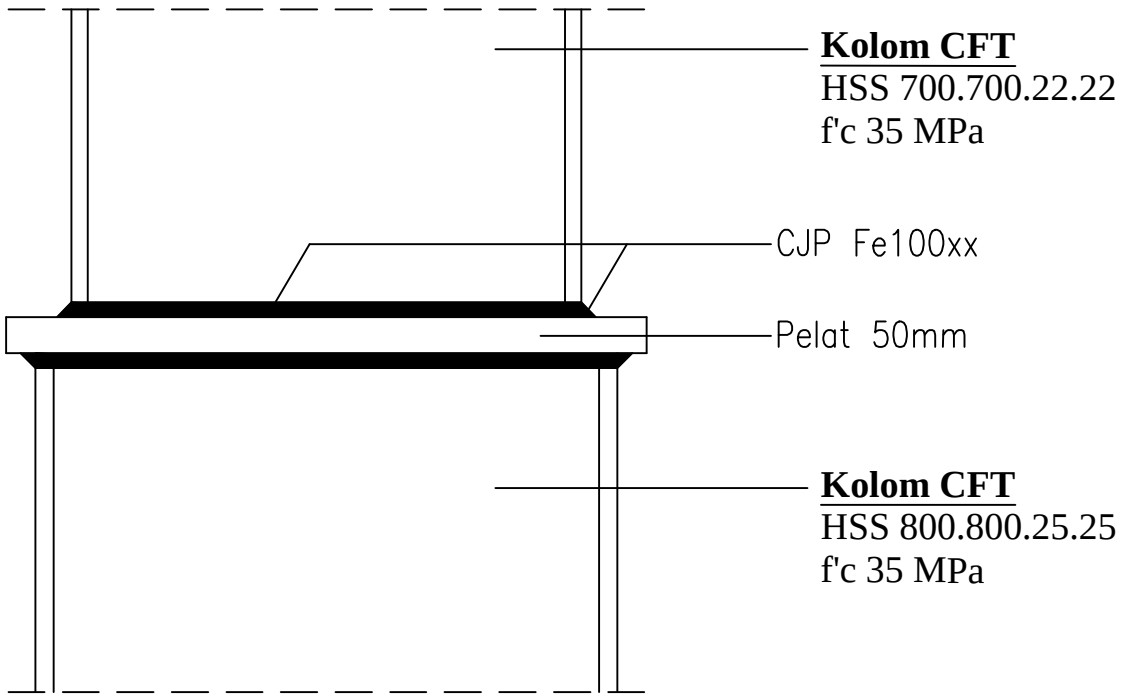
SKALA

1 : 10

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK INDUK DENGAN BALOK ANAK

NO.GBR	JML.GBR
15	25



Sambungan Kolom dengan Kolom

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

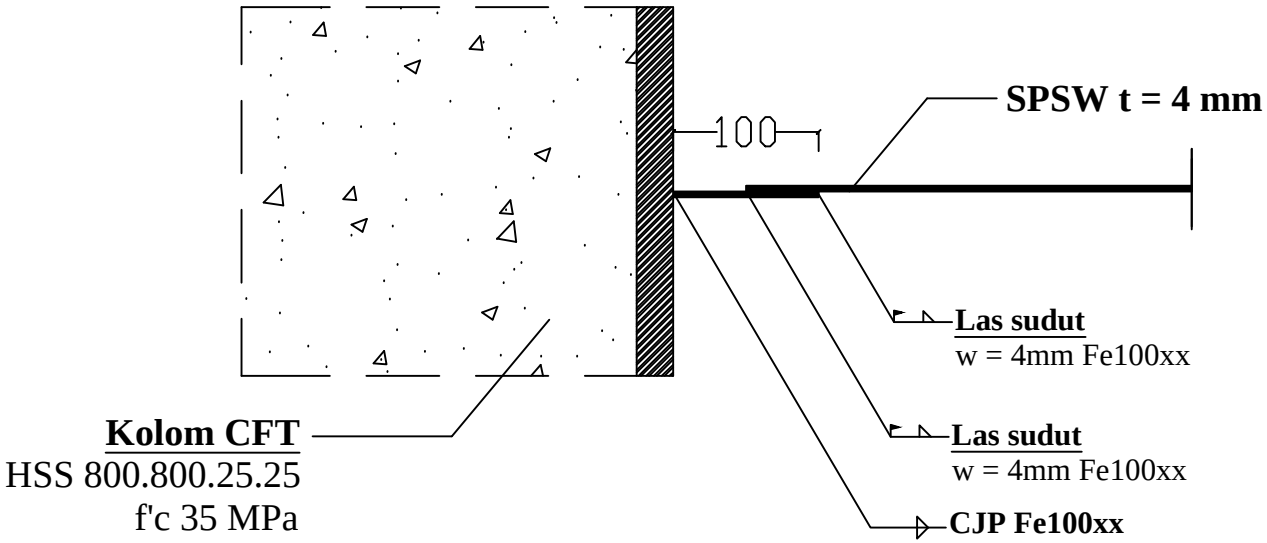
SKALA

1 : 10

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM DENGAN KOLOM

NO.GBR	JML.GBR
16	25



Sambungan SPSW dengan Kolom

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

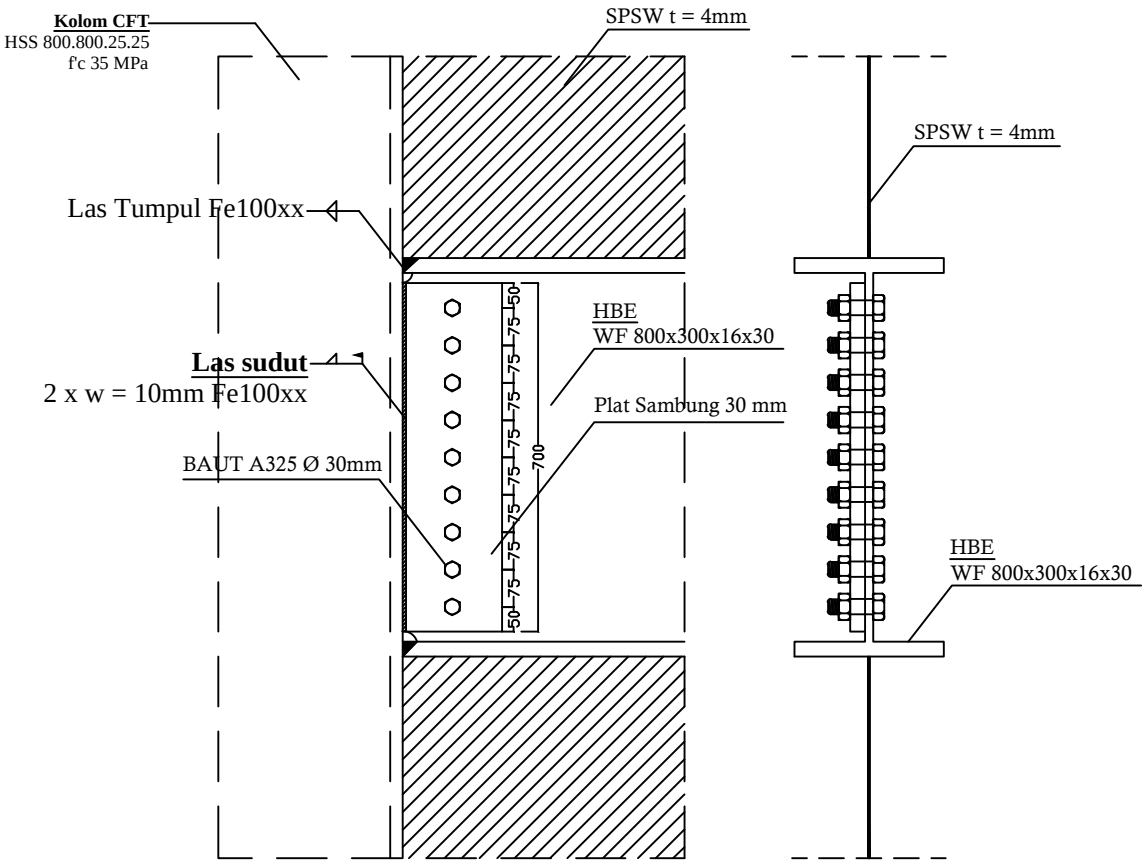
SKALA

1 : 5

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN SPSW DENGAN KOLOM

NO.GBR	JML.GBR
17	25



Sambungan HBE dengan VBE Pada SPSW

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

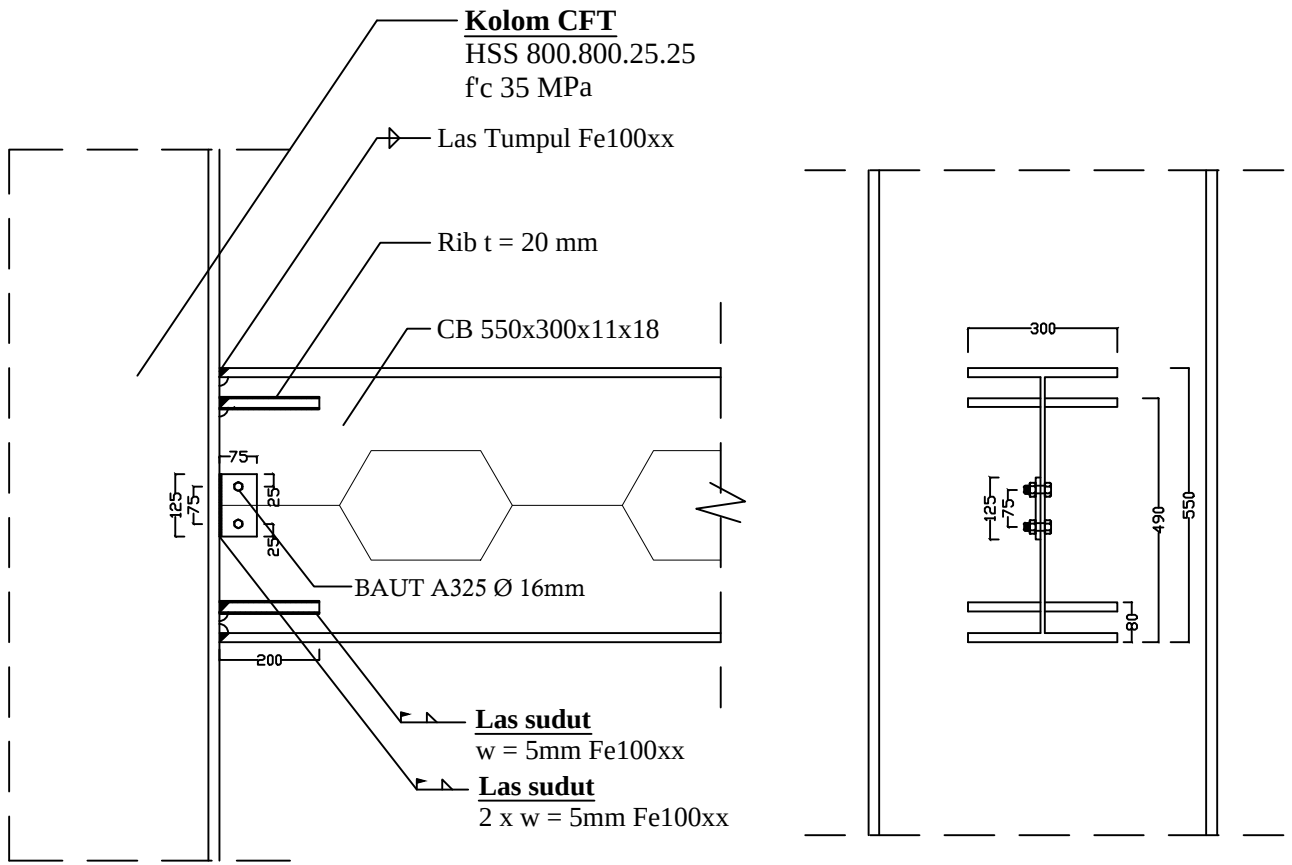
SKALA

1 : 15

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN HBE DENGAN VBE PADA SPSW

NO.GBR	JML.GBR
18	25



Sambungan Balok dengan Kolom

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

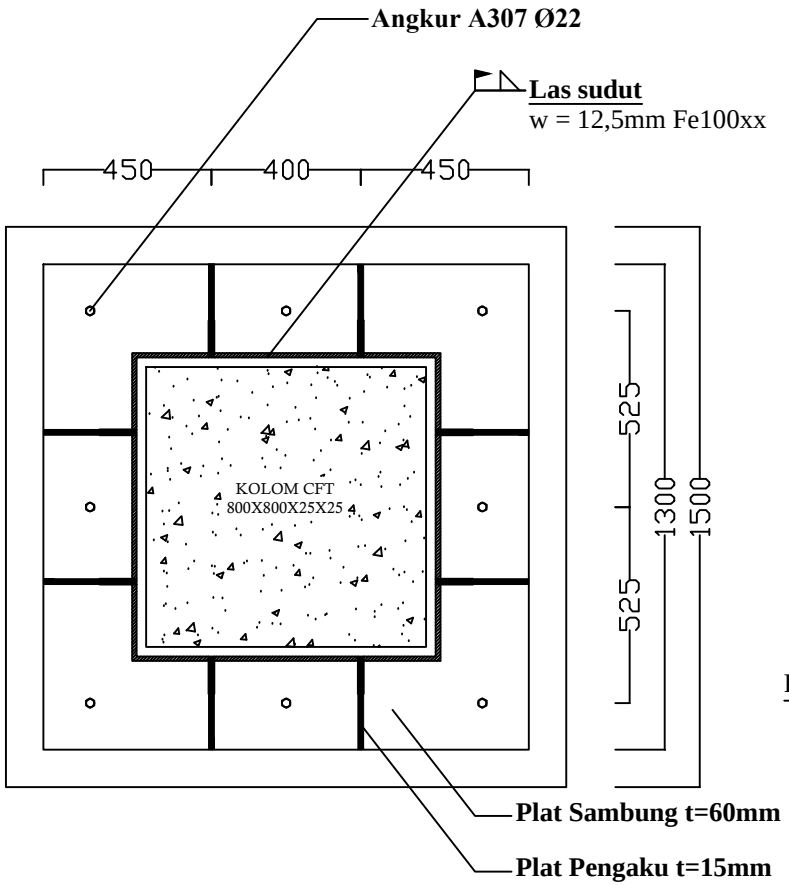
SKALA

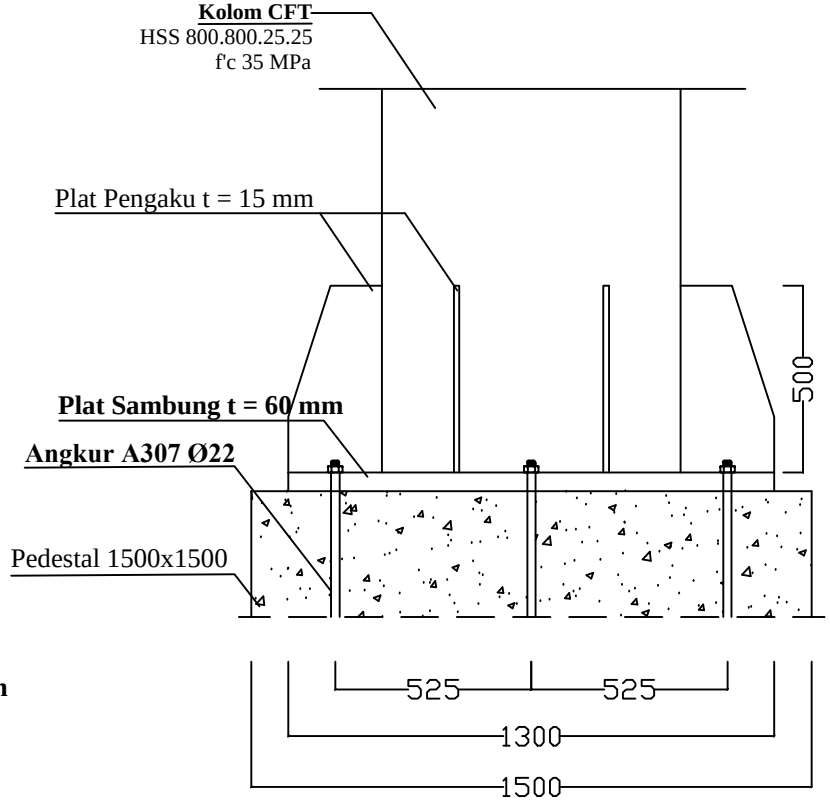
1 : 15

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK DENGAN KOLOM

NO.GBR	JML.GBR
19	25





Sambungan Kolom dengan Base Plate

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

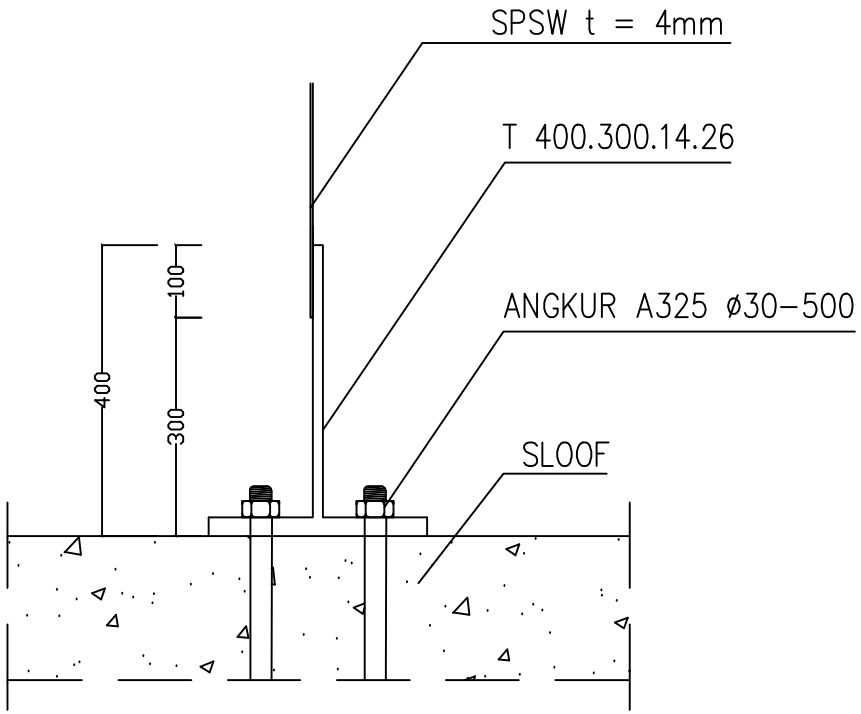
SKALA

1 : 20

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM DENGAN BASEPLATE

NO.GBR	JML.GBR
20	25



Sambungan SPSW dengan Sloof

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

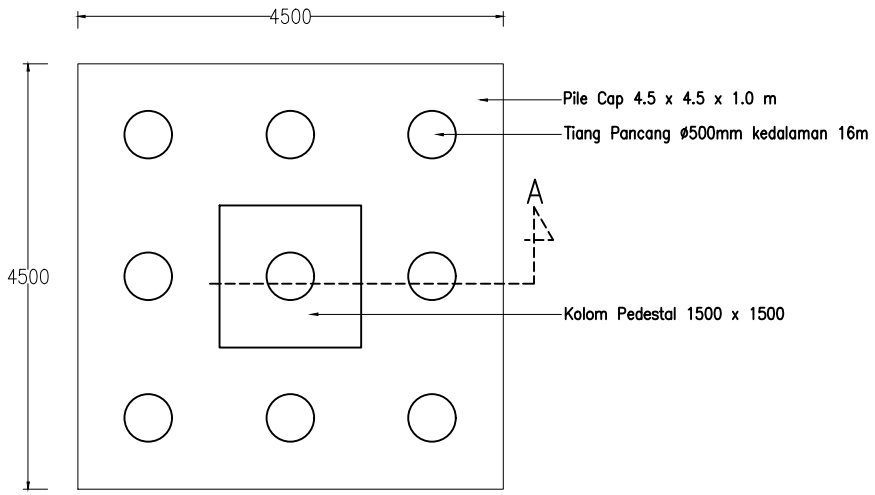
SKALA

1 : 10

JUDUL GAMBAR

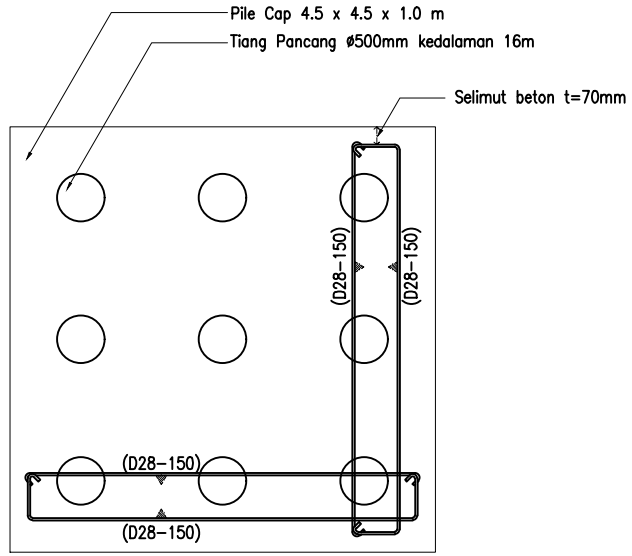
SAMBUNGAN SPSW DENGAN SLOOF

NO.GBR	JML.GBR
21	25



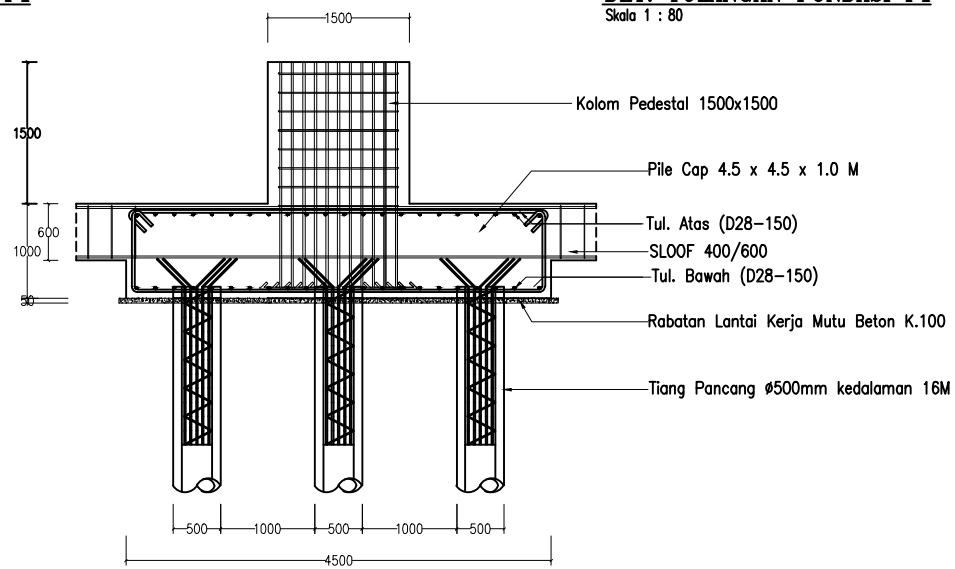
DETAIL PONDASI P1

Skala 1 : 80



DET. TULANGAN PONDASI P1

Skala 1 : 80



POTONGAN A

Skala 1 : 80

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

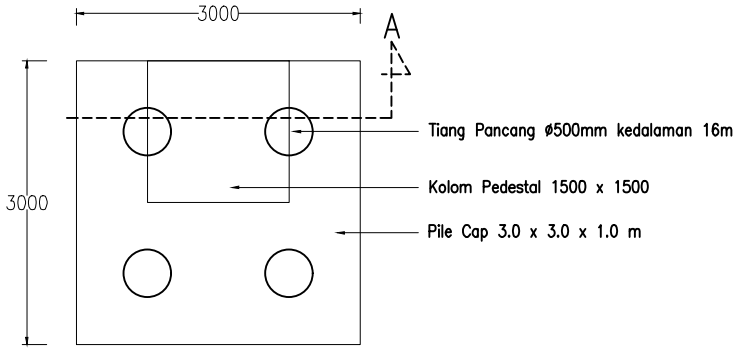
SKALA

1 : 80

JUDUL GAMBAR

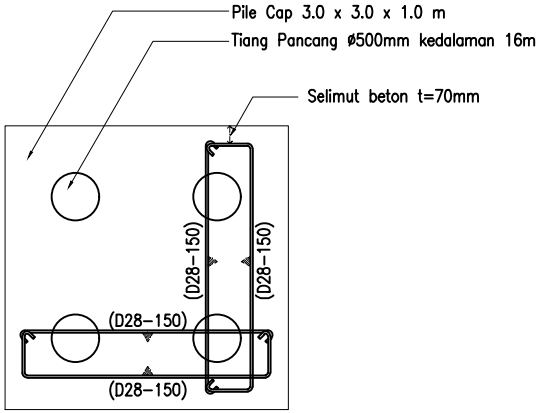
DETAIL PONDASI P1

NO.GBR	JML.GBR
22	25



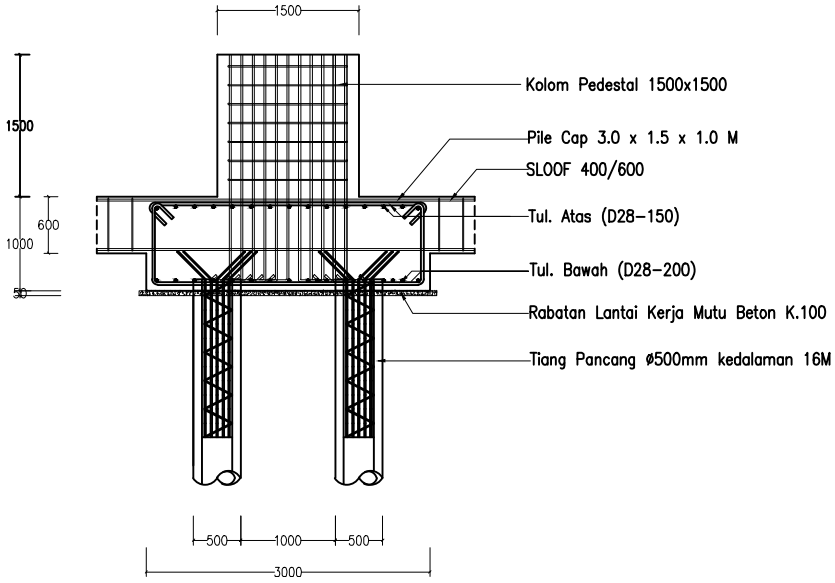
DETAIL PONDASI P2

Skala 1 : 80



DET. TULANGAN PONDASI P2

Skala 1 : 80



POTONGAN A

Skala 1 : 80

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

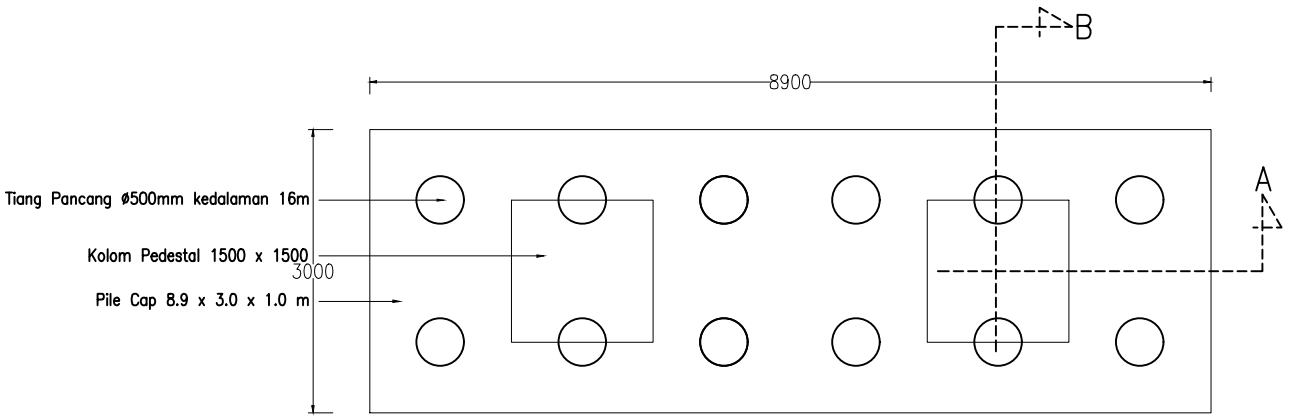
SKALA

1 : 80

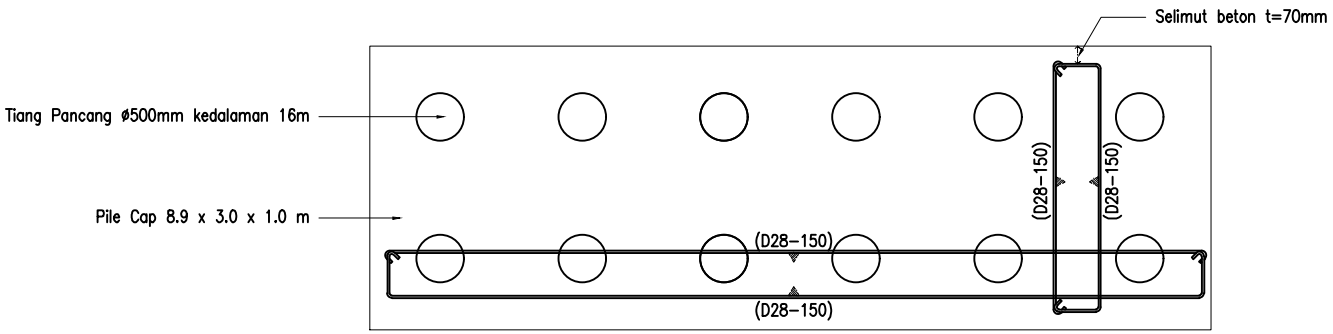
JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI P2

NO.GBR	JML.GBR
23	25



DETAIL PONDASI P3
Skala 1 : 80



DET. TULANGAN PONDASI P3
Skala 1 : 80

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

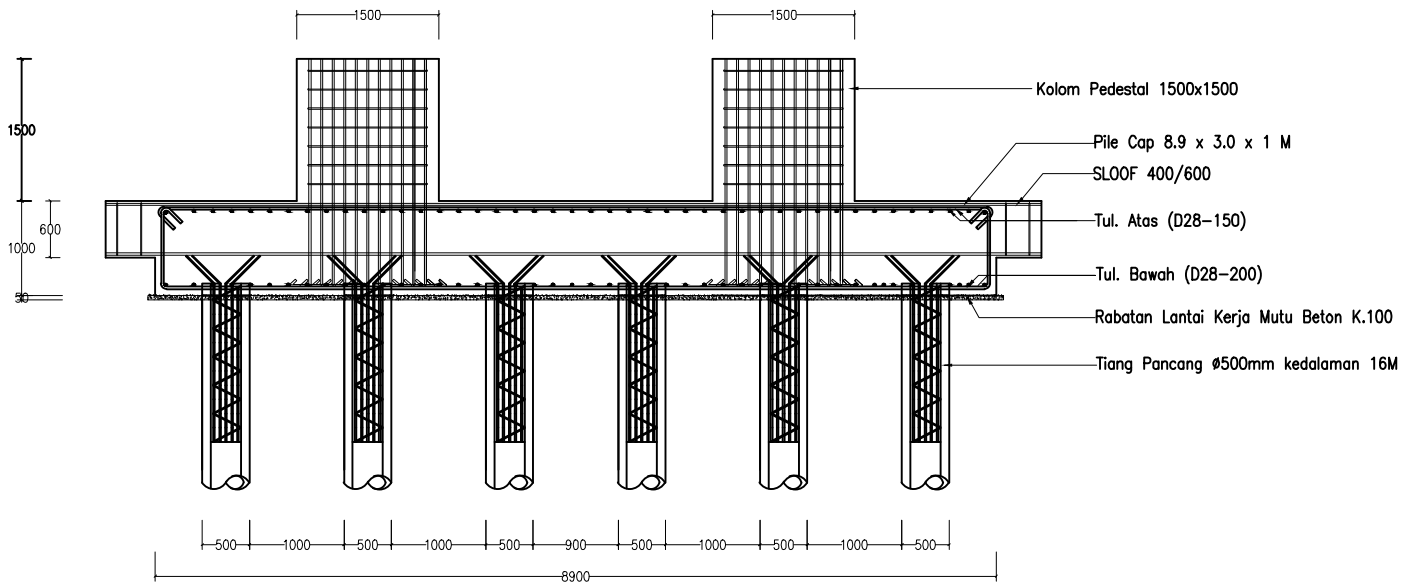
SKALA

1 : 80

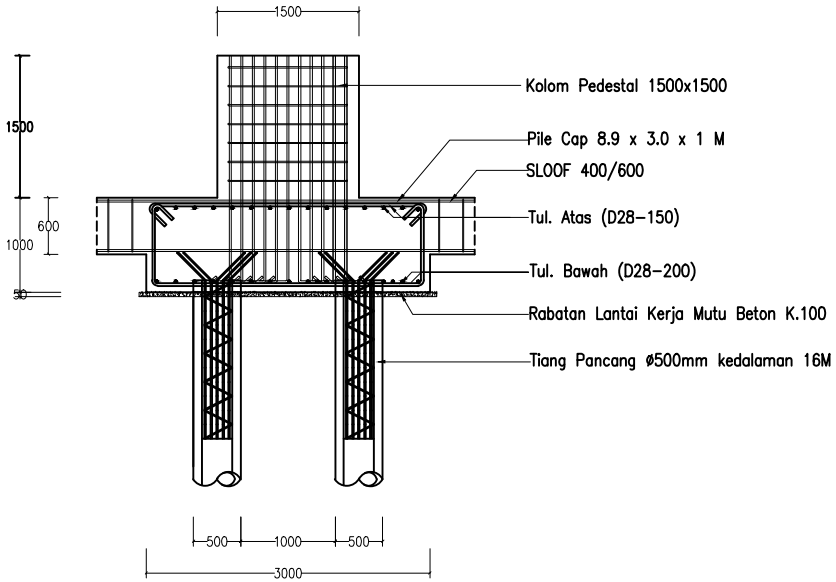
JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI P3

NO.GBR	JML.GBR
24	25



POTONGAN A
Skala 1 : 80



POTONGAN B
Skala 1 : 80

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
LINTAS JALUR
2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG MENGGUNAKAN HEXAGONAL *CASTELLATED BEAM* DAN KOLOM *CONCRETE FILLED STEEL TUBE*

NAMA PROYEK

PROYEK GEDUNG ASRAMA PRESIDENT UNIVERSITY CIKARANG

DOSEN KONSULTASI

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D
NIP.197301281998021002

Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NIP.196103111987011001

MAHASISWA

SYAUQY RIBHAN
NRP. 3114105001

SKALA

1 : 80

JUDUL GAMBAR

POTONGAN PONDASI P3

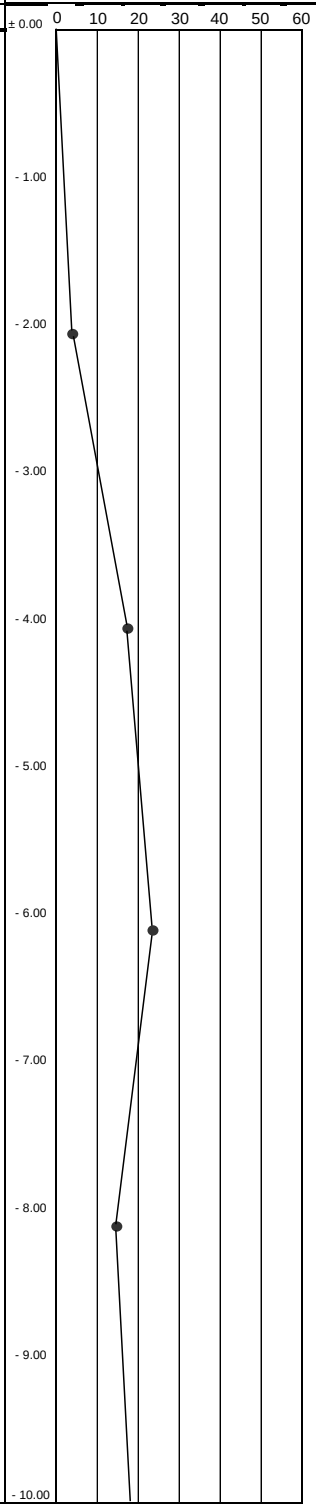
NO.GBR	JML.GBR
25	25

BORE LOG

PROJECT KOMPLEK PRESIDEN	**ELEVATION (m)** ± 00.00
LOCATION JABABEKA, CIKARANG - BEKASI, JAWA BARAT	**DATE** 12 - 13 Oktober 2012
BORE HOLE NO. DB-01 - PAGE 01	**TESTED BY** Darmawan

GWL	DESCRIPTION	SYMBOL	TESTS	DEPTH (m)	ELEV (m)	SPT 15	SPT 15	SPT 15	SPT N
-1.00 m	Ground Water Level (GWL)								
	Lanau, coklat		UDS	1.50 – 2.00					
			SPT	2.00 – 2.25		1	2	2	4
			UDS	3.50 – 4.00					
			SPT	4.00 – 4.25		4	6	13	19
	Lanau, coklat kemerahan		UDS	7.50 – 8.00					
			SPT	6.00 – 6.25		6	9	14	23
	Lanau, coklat keabu-abuan		SPT	8.00 – 8.25		3	6	9	15

SPT CHART

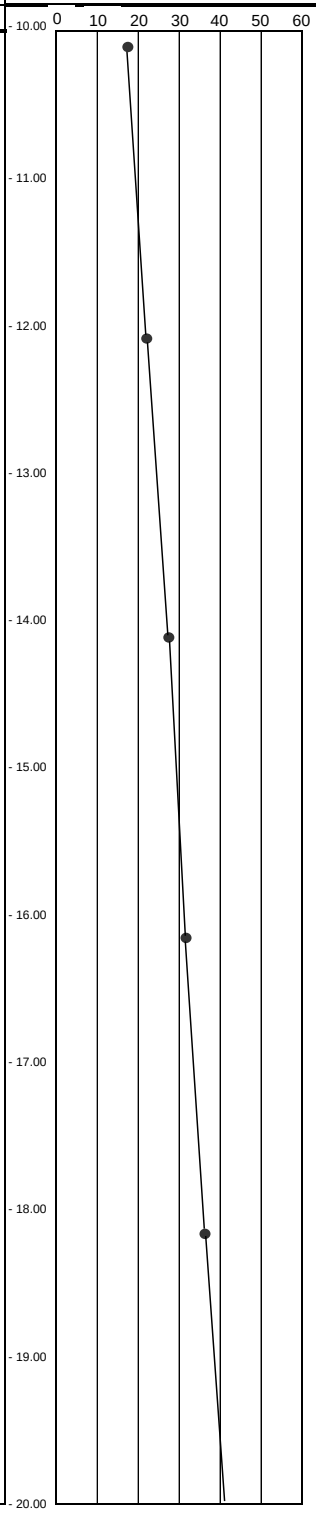


BORE LOG

PROJECT KOMPLEK PRESIDEN	**ELEVATION (m)** ± 00.00
LOCATION JABABEKA, CIKARANG - BEKASI, JAWA BARAT	**DATE** 12 - 13 Oktober 2012
BORE HOLE NO. DB-01 - PAGE 02	**TESTED BY** Darmawan

GWL	DESCRIPTION	SYMBOL	TESTS	DEPTH (m)	ELEV (m)	SPT 15	SPT 15	SPT 15	SPT N
	Lanau, coklat keabu-abuan		SPT	10.25 - 10.50 - 10.75 - 11.00 - 11.25 - 11.50 - 11.75 - 12.00		5	8	11	19
	Lanau kelempungan, coklat keabu-abuan		SPT	12.00 - 12.25 - 12.50 - 12.75 - 13.00 - 13.25 - 13.50 - 13.75 - 14.00		8	10	12	22
	Lempung, coklat		SPT SPT	14.00 - 14.25 - 14.50 - 14.75 - 15.00 - 15.25 - 15.50 - 15.75 - 16.00 - 16.25 - 16.50 - 16.75 - 17.00 - 17.25 - 17.50 - 17.75 - 18.00		6 13	12 15	17 16	29 31
	Lempung, coklat kehitaman		SPT	18.00 - 18.25 - 18.50 - 18.75 - 19.00 - 19.25 - 19.50 - 19.75 - 20.00		12	16	22	38

SPT CHART

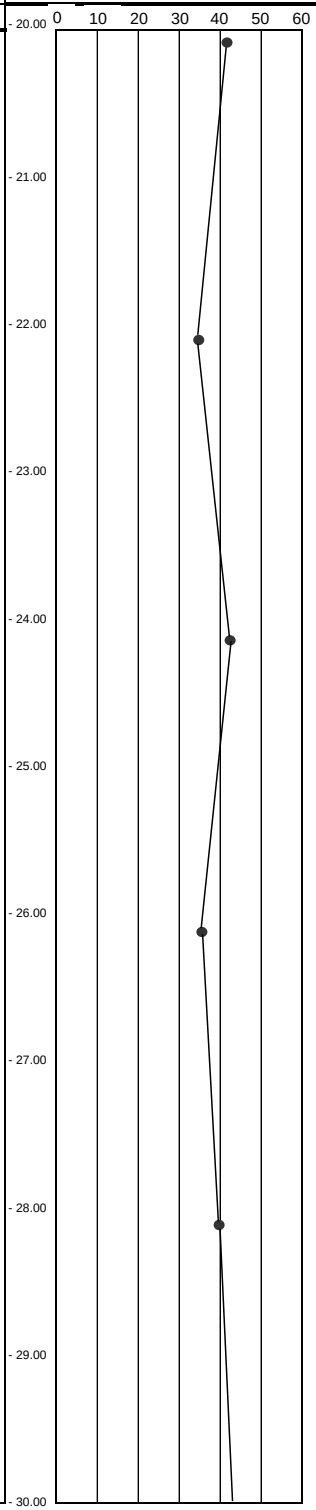


BORE LOG

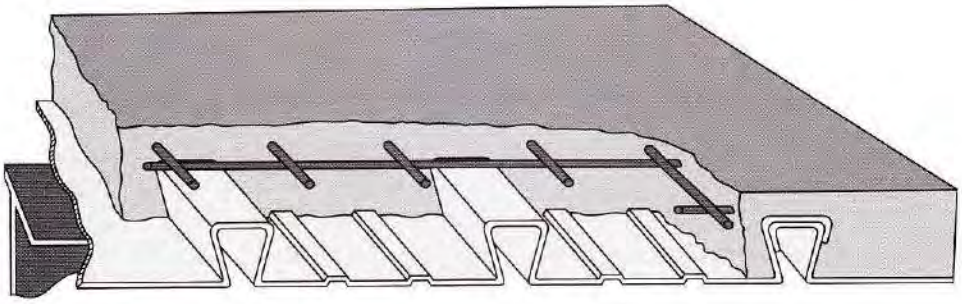
PROJECT KOMPLEK PRESIDEN	**ELEVATION (m)** ± 00.00
LOCATION JABABEKA, CIKARANG - BEKASI, JAWA BARAT	**DATE** 12 - 13 Oktober 2012
BORE HOLE NO. DB-01 - PAGE 03	**TESTED BY** Darmawan

GWL	DESCRIPTION	SYMBOL	TESTS	DEPTH (m)	ELEV (m)	SPT 15	SPT 15	SPT 15	SPT N
	Lempung, coklat kehitaman		SPT	20.25 - 22.00		14	16	25	41
	Lempung, abu-abu kehijauan		SPT	22.00 - 24.00		10	16	19	35
			SPT	24.00 - 26.00		13	19	23	42
	Lempung, coklat		SPT	26.00 - 28.00		11	17	20	37
			SPT	28.00 - 30.00		14	15	25	40

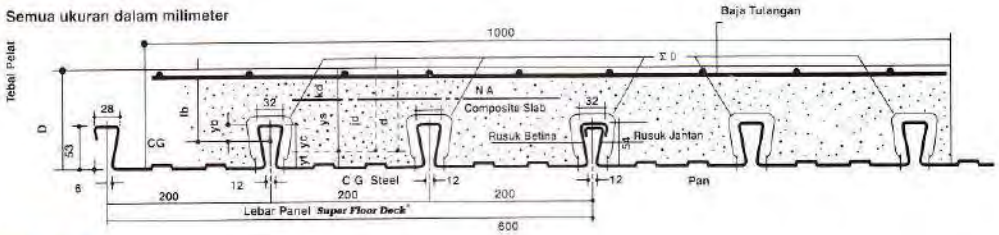
SPT CHART



Super Floor Deck®



PERENCANAAN:
Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan ***Super Floor Deck*** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan ***Super Floor Deck*** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG *Super Floor Deck* PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan / 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm / Increm, Per 10 mm KN	max KN	10 mm perletakan / 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm / Increm, Per 10 mm KN	Max KN
mm	kg / m²	mm²	mm	mm	$10^3 \times mm^4$	$10^3 \times mm^3$	$10^3 \times mm^3$	$10^4 \times mm^4$	$10^3 \times mm^3$	$10^3 \times mm^3$	$10^4 \times mm^4$						
0.75	10.1	1241	38.6	16.4	0.511	13.15	33.14	0.389	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	6.11	15.01	1.14	19.19

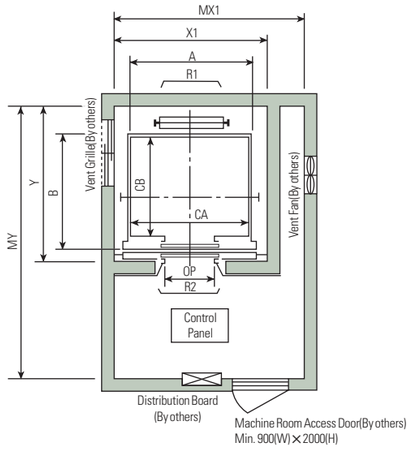
Catatan : Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif
In = idem untuk daerah momen negatif
Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)
Zpc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)
Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)
Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)
Ie = momen inersia ekivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus
= Ip (1.26 - 0.26 Ip/In)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF / SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF / DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF / MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT													
BEBAN BERGUNA SUPERIMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200		300		400		500		600		750		1000		200		300		400		500		600		700		1000	
TIANG PENYANGGA / PROPPING	BENTANG / SPAN M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M	TEBAL PELAT / SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF / NEG. REINF. CM^2/M
TANPA PENYANGGA / NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA / ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
DUA BARIS PENYANGGA / TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

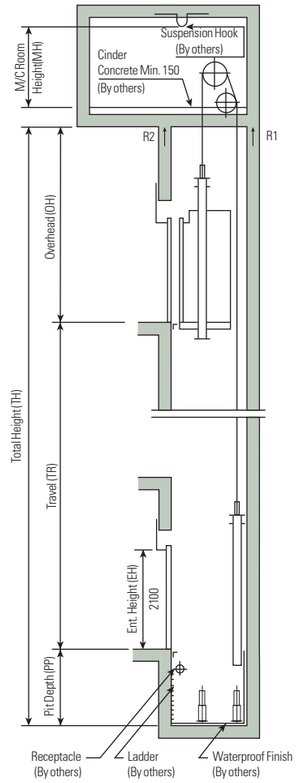
Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI *Super Floor Deck* DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

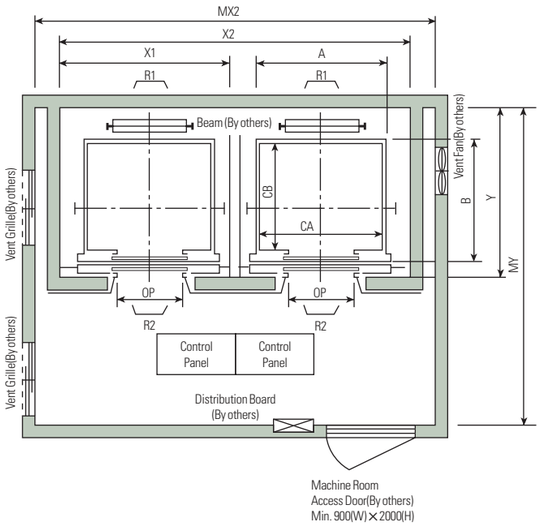
Plan of Hoistway & Machine Room

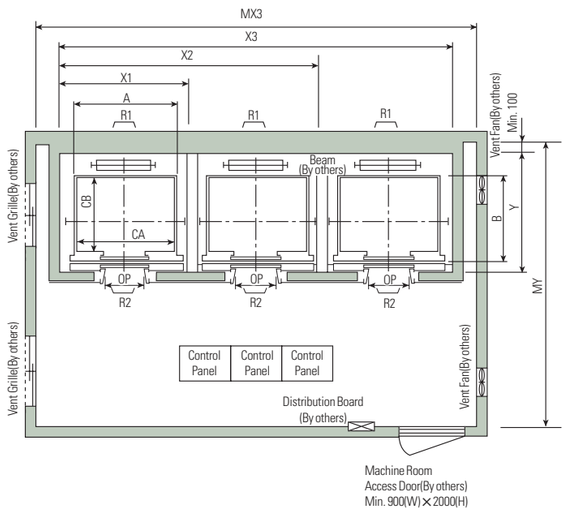


Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner(if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway







Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth				
	Persons	kg	OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400× 850	1460×1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400×1030	1460×1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400×1100	1460×1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400×1250	1460×1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400×1350	1460×1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
	13	900	900	1600×1350	1660×1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
1.5	15	1000	900	1600×1500	1660×1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
1.75	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
			1100	2000×1350	2100×1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
	20	1350	1000	1800×1700	1900×1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100
			1100	2000×1500	2100×1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900
				2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

Notes : 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

Notes : 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES (JBI PILES) JIS. A 5335

The manufacture of JBI piles uses a combined system : pretressing, spinning and steam curing which are done in the plant. Due to above system, the resulted processes the following qualities : Stable, high quality, high density of concrete, with extremely low absorption rate, totality free of corrosion problem. High resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40, 60, 80, 100 Kg/Cm2 respectively. Bearing capacity determined by the material with concrete allowable stress according to ACI 543 : 0.33 X 500 - 0.27 X 40 = 154 Kg/Cm2 (for type A pile, the other type are changed of effective prestressed).

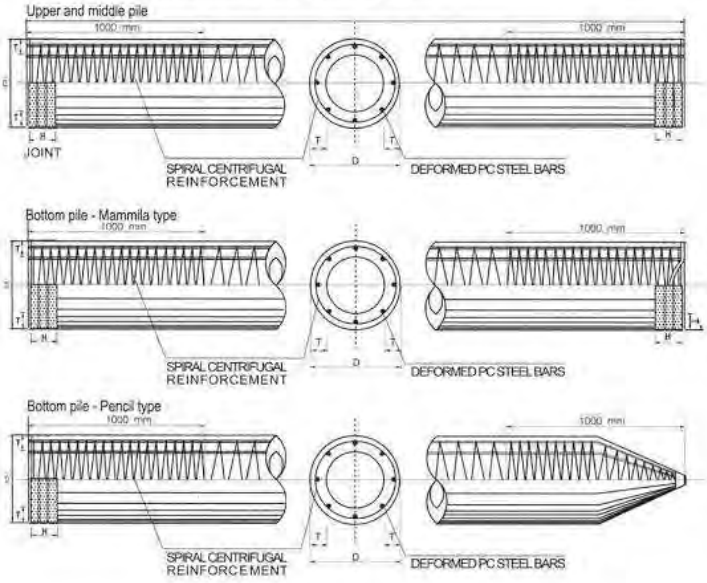
Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm2)	Bearing Capacity (ton) ACI 543	Cracking Bending Moment (t.m)	Ultimate Bending Moment (t.m)	Length (meter) & Weight (ton)								
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
300	A	60	452,4	70	2,5	3,8	0.82	0.94	1.06	1.18	1.29	1.41	1.53		
	AB				3,0	5,0									
	B				3,5	6,3									
	C				4,0	8,0									
350	A	65	582,0	90	3,5	5,2	1.06	1.21	1.36	1.51	1.66	1.81	1.97	2.12	2.27
	AB				4,0	7,1									
	B				5,0	9,0									
	C				6,0	12,0									
400	A	75	765,8	118	5,5	8,2	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19	2.39	2.59	2.79	2.98
	AB				6,5	10,7									
	B				7,5	13,5									
	C				9,0	18,0									
450	A	80	929,9	143	7,5	11,2	1.69	1.93	2.17	2.42	2.66	2.90	3.14	3.38	3.62
	AB				9,0	15,5									
	B				11,0	19,8									
	C				12,5	25,0									
500	A	90	1.159,0	178	10,5	15,7	2.11	2.41	2.71	3.01	3.31	3.62	3.92	4.22	4.52
	AB				12,5	18,8									
	B				15,0	27,0									
	C				17,0	34,0									
600	A	100	1.570,8	242	17,0	25,5	2.86	3.27	3.67	4.08	4.49	4.90	5.31	5.71	6.12
	AB				20,0	35,3									
	B				25,0	45,0									
	C				29,0	58,0									

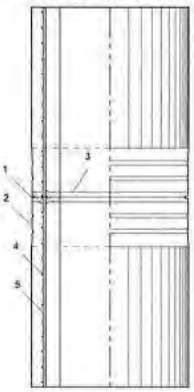
Concrete Strength, fc = 500 kg/cm2 (Cylinder Test), or equivalent to K - 600 (Cube Test)

Construction Of Prestressed Concrete Spun Piles

CONSTRUCTION OF JBI PILES



WELDED JOINT



1 . On - Site butt Welding
2 . Steel plate band
3 . End Plate
4 . Spiral Reinforcing
5 . PC Steel Bar

Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$Ra = \frac{2.W.H}{5.S + 0.1}$$

Ra = Allowable Bearing Capacity (ton)
W = Weight of Hammer (ton)
H = Height of ram stroke (m)
S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (m)

MARKETING : Jakarta Telp. (021) 590-2385 Fax. (021) 590-2383 | Medan Telp. (061) 685-0365 Fax. (061) 685-0367 | Surabaya Telp. (031) 750-7651 Fax. (031) 750-7649

BAB XI
PENUTUP

9.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dilakukan perhitungan struktur sekunder terlebih dahulu seperti perhitungan, pelat lantai, balok anak, lift, dan tangga terhadap beban-beban yang bekerja.
2. Prinsip dasar bahwa struktur sekunder menjadi beban pada struktur utama, dan setelah itu dilakukan analisa struktur utama dengan bantuan program yaitu SAP2000 v.17.
3. Dilakukan permodelan terhadap balok utama *castellated* dengan menghitung pembesaran inersia terlebih dahulu, kolom *concrete filled steel tube* sebagai kolom komposit, dan *steel plate shear wall* sebagai pelat baja tipis sebagai dinding geser. Setelah itu dilakukan kontrol, struktur utama telah memenuhi syarat yang ditetapkan.
4. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
   a. Plat lantai menggunakan bondek Super Floor Deck t=0,75 mm untuk tower G dan H, dengan tebal plat beton :
      - Lantai atap t = 90 mm
      - Lantai asrama t = 100 mm
   b. Balok anak tower G dan H
      Bentang 8 m
      - Lantai atap CB 437,5x175x7x11
      - Lantai asrama CB 495x200x7x11

      Bentang 4,4 m
      - Lantai atap WF 250x125x5x8
      - Lantai asrama WF 250x175x7x11
   c. Balok tangga
      - Pengaku anak tangga L 65x65x 6
      - Bordes WF 100x50x5x7
      - Utama WF 200x100x4,5x7
      - Penumpu WF 200x100x5,5x 8

d. Balok lift
   - Penggantung WF 400x200x8x13

Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :

a. Balok induk tower G dan H
   Bentang 8 m
   - Lt 1-3 CB 625x200x10x16
   - Lt. 4-6 CB 550x300x11x18
   - Lt. 7-9 CB 487,5x300x10x16
   - Lt. 10 (Atap) CB 437,5x175x7x11

   Bentang 4 m
   - Lt 1-3 WF 350x175x7x11
   - Lt. 4-6 WF 300x200x9x14
   - Lt. 7-9 WF 250x175x7x11
   - Lt. 10 (Atap) WF 250x125x5x8

b. Kolom tower G dan H
   - Lantai 1-3 Komposit CFT 800x800x25x25
   - Lantai 4-6 Komposit CFT 700x700x22x22
   - Lantai 7-Atap Komposit CFT 600x600x16x16

c. SPSW tower G dan H
   - T plat spsw = 4 mm

d. Sambungan terlampir

5. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. Jaya Beton dengan diameter 50 cm dengan kedalaman 16 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
6. Output gambar struktur gedung dengan program bantu *AutoCAD* 2016 terlampir.

9.2 Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *castellated beam* dan kolom *concrete filled steel tube* lebih lanjut terhadap standard yang telah ditetapkan baik itu SNI maupun AISC. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

Adhibaswara, Banu. 2011. **"Perencanaan Struktur Balok Utama Jembatan Baja Komposit Dengan Profil Castellated Beam".** Proceding PESAT (Psikologi, Ekonomi, Sastra, Arsitektur & Sipil). Depok: Universitas Gunadarma.

Amayreh, L., dan Saka, M.P. 2005. **"Failure Load Prediction Of Castellated Beams Using Artificial Neural Networks".** Asian Journal Of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 6 Hal. 35-54.

Astaneh-asl, A. 2000. **"Steel Plate Shear Walls".** Proceedings Partnership for Advanced Steel Structures. U.S-Japan : Workshop on Seismic Fracture issues in Steel Structures

Blodgett, Orner W. 1996. **"Design of Welded Structure"**. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Ohio.

Bradley, T.P. 2003. **"Stability of Castellated Beams During Erection".** Virginia : Virginia Polytechnic Institute and State University.

Chaoui, Kamel., Zeghiche, J. 2005. **"An Experimental Behaviour Of Concrete Filled Steel Tubular Columns".** Journal of Constructional Steel Research.

Grunbauer, Johan, 2001. **"Castellated Beam"**. <http:/www.grunbauer.nl/eng/inhoud.htm>.

Ismail, R.E.S., Fahmy, A.S., dan Tawfik, N.M. **"Ultimate Behavior of Composite Castellated Beams under Vertical Loads"**. International Journal of Computer Applications (0975 – 8887). Volume 108 – No. 5.

Knowles, P. R. 1991. **"Castellated Beams"**. Proc Instn Civil Engineers. Part 1 : 521-536.

Malada, Anggry. 2012. **"Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung PT. Perusahaan Gas Negara Surabaya Menggunakan Hexagonal Castellated Beam Pada Balok**

Anak". Surabaya : Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Megharief, J.D. 1997. **"Behaviour of Composite Castellated Beams"**. Canada : MCGill University, Montreal.

Morino., Shosuken., Thusada., dan Keigo. 2001. **"Design and Construktion of Concrete Filled Steel Tube Column System in Japan".** Departement of Environ Mental Space Design, University of Kitakyusu.

Purba, R., dan Bruneau, M. 2015. **"Experimental Investigation of Steel Plate Shear Walls With In Span Plastification Along Horizontal Boundary Elements"**. Journal of Engineering Structures 97 (2015) : 68-79.

Sabelli, R, dan Bruneau, M. 2006. **"Steel Plate Shear Walls".** American Institute of Steel Construction. Inc.

Salmon, Charies G., dan Johnson, John E. 1996. "**Struktur Baja Desain Dan Perilaku"**. Jilid 1 Edisi Kedua. Diterjemahkan oleh: Ir. Wira M.S.CE. Jakarta: Erlangga.

Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD**. Semarang : Penerbit Erlangga.

Shah, Darishka, K., Vakil, M.D., dan Patel, M.N. 2014. **"*Parametric Study of Concrete Filled Steel Tube Column*"**. IJEDR. Volume 2, Issue 2. ISSN : 2321-9939.

Suryani, Fran Sinta. 2012. **Analisa Perbandingan Berbagai Penampang Dinding Geser Komposit Akibat Beban Lateral.** Jurnal Teknik POMITS Vol. 1 : 1-6.

Widodo, Theodorus., Pah, Jusuf J.S., dan Ninggeding, A.Y. 2013. "**Analisa Perbandingan Dinding Geser yang Simetris dan Tidak Simetris".** Jurnal Teknik Sipil Vol. II No. 1 April 2013.

Biodata Penulis

Penulis bernama Syauqy Ribhan. Lahir di Jakarta pada tanggal 21 Februari 1993, merupakan anak pertama dari empat bersaudara dari pasangan Agus Suryono, S.H dan Nidawanti, S.Pd

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Hamdalah Jakarta, SDN Kenari 07 Jakarta, SMPN 216 Jakarta, SMAN 22 Jakarta, dan Diploma 3 Jurusan Teknik Sipil Konstruksi Bangunan Gedung di Politeknik Negeri Jakarta lulus pada tahun 2013 dengan mendapat piagam penghargaan sebagai juara nasional KBGI ke-4. Kemudian pada tahun 2014 penulis melanjutkan ke jenjang sarjana di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya dengan bidang studi struktur. Sebelum melanjutkan kuliah di ITS, penulis bekerja sebagai *supervisor* di proyek Green Pramuka Apartment Jakarta selama setahun dan pada saat kuliah di ITS penulis bekerja sebagai *project coordinator* di proyek Bale Hinggil Marketing Office Surabaya.

Email : syauqy_ribhan@yahoo.com