



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM STRUKTUR
*BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES***

**AGUNG HADI SUPRAPTO
NRP 3114 105 059**

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

Dosen Pembimbing II
Data Iranata, ST., MT., Ph.D

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



FINAL PROJECT – RC14-1501

**MODIFICATION OF STRUCTURAL BUILDING PLAN
MARVELL CITY SURABAYA HIGH SCHOOL USING
BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES
STRUCTURE**

AGUNG HADI SUPRAPTO
NRP 3114 105 059

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

Major Supervisor II
Data Iranata, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG *MARVELL CITY HIGH SCHOOL*
SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
STRUKTUR *BUCKLING RESTRAINED BRACED
FRAMES***

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 :

AGUNG HADI SUPRPTO

NRP. 3114 105 059

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

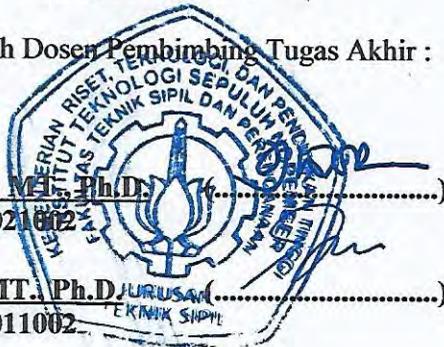
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.

NIP. 197301281998021002

Pembimbing II :

Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

NIP. 198004302005011002



**SURABAYA
JULI, 2016**

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG *MARVELL CITY HIGH SCHOOL*
SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
STRUKTUR *BUCKLING RESTRAINED BRACED
FRAMES***

Nama Mahasiswa : Agung Hadi Suprpto
NRP : 3114 105 059
Dosen Pembimbing 1 : Budi Suswanto, S.T, M.T., Ph.D
Dosen Pembimbing 2 : Data Iranata, S.T, M.T., Ph.D

ABSTRAK

Gedung Marvell City, perkantoran 13 lantai yang mengalami beberapa modifikasi dalam strukturnya dalam tahap pelaksanaan. Merupakan gedung dengan konstruksi beton bertulang konvensional, dengan jarak kolom rata-rata 8 meter. Struktur gedung ini merupakan existing yang tidak dipakai selama puluhan tahun dengan tanpa adanya perawatan. Dengan adanya perubahan desain, sehingga terjadi penambahan beban pada struktur existing maka perlu diadakan peninjauan kembali, mempertimbangkan adanya susut dan rangkai pada beton seiring berjalannya waktu. Selain itu dengan adanya penambahan struktur tanpa menggunakan shearwall beton, maka digunakan struktur baja sistem BRBF yang dapat menahan beban siklik akibat beban lateral.

Dengan adanya perubahan pada struktur bangunan tersebut, dilakukan desain baru dengan Baja sistem BRBF. Tahapan desain mulai dari menghitung gaya dan beban-beban yang mempengaruhi struktur, menentukan desain sistem strukturnya, mengontrol stabilitas elemen-elemen struktur terhadap beban-beban yang bekerja, menentukan pondasi yang dipakai pada sistem struktur yang mampu menahan beban-beban yang

direncanakan, kemudian menuangkan dalam gambar teknis sebagai hasil akhir perencanaan.

Struktur baja dengan BRBF (*Buckling Restrained Braced Frame*) diharapkan dapat menggantikan struktur beton penahan beban lateral. Disamping itu karena baja lemah dalam hal menerima tekanan, maka masalah tekuk yg terjadi pada baja harus dapat diantisipasi. Dalam upaya menyelesaikan masalah tekuk pada sistem rangka bresing konsentrik, nilai kelangsingan yang dimiliki bresing direncanakan sekecil mungkin, agar nilai kekuatan bresing dapat mendekati kekuatan lelehnya.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap, plat lantai 9 cm, dimensi balok induk lantai 1-4 WF 700.300.13.24, dimensi balok induk lantai 4-8 WF 600.200.11.17, dimensi balok induk lantai 8-Atap WF 500.200.10.16, dimensi kolom lantai 1-4 HSS800.800.16, dimensi kolom lantai 4-8 HSS700.700.16, dimensi kolom lantai 8-Atap HSS600.600.16, dimensi BRB arah memanjang HSS200.200.10 dengan *Steel Core* 150.150.15, dimensi BRB arah melintang HSS200.200.10 dengan *Steel Core* 175.175.15. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan kaku dengan baut A-325. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang *spun pile* dimensi berdiameter 30cm dengan kedalaman 30m. Sloof ukuran 40cm x 60cm dengan tulangan utama tarik 5D16 dan tekan 4D16 dan tulangan geser Ø12-200.

Kata kunci : buckling, Buckling Restrained Braced, siklik, bresing, modifikasi

**MODIFICATION OF STRUCTURAL BUILDING PLAN
MARVELL CITY SURABAYA HIGH SCHOOL
USING BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES
STRUCTURE**

Student's Name : Agung Hadi Suprpto
NRP : 3114 105 059
Supervisor 1 : Budi Suswanto, S.T, M.T., Ph.D.
Supervisor 2 : Data Iranata, S.T, M.T., Ph.D.

ABSTRACT

Marvell City, an office building with 13 floors had undergone several modifications in its structure during the implementation phase. It is a building with conventional concrete construction, with an average column spacing 8 meters. This building is a former existing building that was not in use for decades and was given no treatment. With the change in design, there is additional load on the existing structure, thus, it is necessary to review and consider the shrinkage and damage of the concrete within the time. On the other hand, because of the addition of structure without concrete shear wall, a BRBF steel structure system that can withstand cyclic loads due to lateral load is used.

Thus, with the structure changes of the building, a new design with BRBF Steel system is carried out. Stage of designs is started from calculating the force and loads which affect the structure, determining the design of structure system, controlling the stability of structural elements to the active loads, determining the base which used in the structure system, which is capable to withstand the loads planned, the last, describing it in technical drawing as a final result planning.

A steel structure with BRBF (buckling restrained braced frames) is expected to replace lateral load-bearing concrete structure. Besides, because the steel material is weak in terms of receiving pressure, the problems that occurred in steel buckling must be able to anticipate. As an effort to solve the buckling problem of concentric bracing frame system, the slender value of bracing is planned as small as possible, so that the bracing power value can approach its melting strength.

From the analysis and calculation results, it is concluded that : The thickness of roof plate, floor plate 9cm, main beam dimension of 1-4th floor WF 700.300.13.24, main beam dimension of 4-8th floor WF 600.200.11.17, main beam dimension of 8th floor WF 500.200.10.16, column dimensions of 1-4th floor HSS800.800.16, column dimensions of 4-8th floor HSS700.700.16, column dimensions of 8th floor-Rooftop HSS600.600.16, elongated BRB dimension HSS200.200.10 with Steel Core 150.150.15, transversal BRB dimension HSS200.200.10 with Steel Core 175.175.15. The main structure connection is planned as a rigid connection with A-325 bolt. Base plan is using spun pile pole, 30cm in diameter with 30m depth. Sloop size 40cm x 60cm with the main reinforcement pull 5D16, pressure 4D16 and shear Ø12-200.

Keywords: buckling, Buckling Restrained Braced, cyclic, bracing, modifications

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
<i>ABSTRACT</i>	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR SIMBOL.....	xv
BAB I	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan	3
1.4. Batasan Masalah.....	4
1.5. Manfaat.....	4
BAB II	5
TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1. Perencanaan Struktur Penahan Beban Lateral.....	5
2.2. Daktilitas Struktur (μ).....	5
2.3. Perkembangan Sistem Penahan Beban Lateral	7
2.3.1. Sistem Pengaku Bresing.....	7
2.3.2. Buckling Restrained Braces (BRB)	8
2.3.3. Perhitungan Kekuatan Buckling Restrained Braces System.....	14
2.3.4. Perhitungan Adjusted Brace Strength	15
2.4. Analisis Gaya Gempa.....	17
2.5. <i>Steel Floor Deck</i>	17
2.6. Sambungan	18
2.7. Pondasi	19
BAB III.....	23
METODOLOGI	23
3.1. Umum.....	23
3.2. Diagram Alir	24

3.3. Studi Literatur.....	25
3.4. Variabel Desain	25
3.5. Preliminary Design	25
3.6. Analisis Pembebanan.....	26
3.6.1. Beban Mati	26
3.6.2. Beban Hidup.....	27
3.6.3. Beban Gempa	29
3.6.4. Kombinasi Pembebanan.....	36
3.7. Konsep Perencanaan Struktur Baja	36
3.7.1. Desain Balok (Penampang I dan U Kompak)	36
3.7.2. Desain Kolom.....	42
3.7.3. <i>Desain Buckling Restrained Braces Frame (BRBF)</i>	50
3.7.3.1 Batang Baja.....	50
3.7.3.2 Dasar Desain Sistem Penahan Tekuk.....	52
3.7.3.3 <i>Adjusted Brace Strenght</i>	53
3.7.3.4 Sambungan Bresing	54
3.7.3.5 Balok dan Kolom	54
3.8. Sambungan	55
3.9. Pondasi	56
3.9.1. Perencanaan Tiang Pancang.....	56
3.9.2. Perencanaan Poer	59
3.10. Menyusun Gambar Rencana.....	62
BAB IV.....	63
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	63
4.1. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung.....	63
4.1.1. Pelat Lantai Atap.....	63
4.1.2. Pelat Lantai Sekolah.....	65
4.1.3. Pelat Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar).....	67
4.2. Perencanaan Balok Anak.....	69
4.2.1. Balok Anak Lantai Atap	69
4.2.2. Balok Anak Lantai Sekolah	74
4.2.3. Balok Anak Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)...	79
4.3. Perencanaan Balok <i>Lift</i>	84
4.3.1. Balok Penumpu Lift.....	87
4.4. Perencanaan Tangga.....	93

4.4.1. Tangga Darurat	93
4.4.2. Anak Tangga.....	96
4.4.3. Balok Pelat Bordes Tangga.....	101
4.4.4. Balok Utama Tangga	105
BAB V.....	115
PEMODELAN STRUKTUR	115
5.1. Umum.....	115
5.2. Sistem <i>Buckling Restrained Braced Frames</i>	115
5.3. Pembebanan Struktur Utama.....	116
5.3.1. Berat Total Bangunan	117
5.3.2. Kombinasi Pembebanan.....	118
5.4. Pembebanan Gempa Dinamis	119
5.4.1. Lantai Tingkat Sebagai Diafragma	119
5.4.2. Arah Pembebanan	119
5.4.3. Parameter Respons Spektrum Rencana.....	120
5.4.4. Faktor Reduksi Gempa (R).....	121
5.4.5. Faktor Keutamaan (I).....	122
5.5. Kontrol Desain	122
5.4.6. Kontrol Berat Bangunan Hasil Manual dengan SAP2000	123
5.4.7. Kontrol Partisipasi Massa	123
5.4.8. Kontrol waktu Getar Alami Fundamental.....	125
5.4.9. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	127
5.4.10. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (drift)	130
BAB VI	137
PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	137
6.1. Perencanaan Elemen Struktur Primer.....	137
6.1.1. Balok Induk.....	137
6.1.1.1 Balok Induk Memanjang (Arah Sumbu X).....	137
6.1.1.2 Balok Induk Melintang (Arah Sumbu Y)	139
6.1.2. Kolom	142
6.1.2.1 Kolom Lantai 1-4.....	142
6.1.3. Bracing Sistem BRBF	147
6.1.2.2 Kontrol Bracing BRB	147
6.1.4. Perencanaan Sambungan	150

6.1.4.1 Sambungan Bresing BRBF	150
6.1.4.2 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	153
6.1.4.3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Struktur	155
6.1.4.4 Sambungan Balok dengan Kolom.....	157
6.1.4.5 Sambungan Kolom dengan Kolom	161
6.1.4.6 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	163
BAB VII	171
PERENCANAAN PONDASI.....	171
7.1. Umum	171
7.2. Data Tanah.....	171
7.3. Kriteria Desain.....	172
7.4. Daya Dukung Tanah.....	172
7.4.1. Daya dukung tanah tiang pancang tunggal	172
7.4.2. Daya dukung tanah tiang pancang kelompok	174
7.4.3. Repartisi beban-beban diatas tiang kelompok.....	174
7.5. Perhitungan Pondasi Kolom	175
7.5.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang	175
7.5.2. Perhitungan repartisi beban di atas tiang kelompok..	177
7.5.3. Perencanaan poer pada kolom.....	178
7.5.4. Kontrol geser pons	178
7.5.5. Analisis daya dukung lateral	181
7.5.6. Penulangan Poer.....	183
7.5.7. Perencanaan Kolom Pedestal	186
7.5.8. Perencanaan Sloof Pondasi	191
7.6. Pondasi Tiang Pancang Menahan Beban 2 Kolom.....	195
BAB VIII.....	199
PENUTUP.....	199
7.1. Kesimpulan.....	199
7.2. Saran.....	200
DAFTAR PUSTAKA.....	201

DAFTAR TABEL

Tabel 3.6-1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung	27
Tabel 3.6-2 Beban Hidup pada lantai Bangunan Gedung	28
Tabel 3.6-3 Koefisien Situs Fa	30
Tabel 3.6-4 Koefisien Situs Fv	31
Tabel 3.6-5 Klasifikasi Situs	32
Tabel 3.6-6 Kategori Resiko Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa	33
Tabel 3.6-7 Faktor Keutamaan Gedung	33
Tabel 3.6-8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	34
Tabel 3.6-9 Kategori Desain seismik Berdasarkan parameter Respons Percepatan pada periode 1 Detik.....	34
Tabel 3.8-1 Kekuatan tarik (Fnt), kekuatan geser (Fnv)	56
Tabel 5.4-1 Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya untuk Kelas Situs SD (Tanah Sedang)	120
Tabel 5.5-1 Rasio Partisipasi Massa Marvell City High School	124
Tabel 5.5-2 Periode dan Frekuensi Struktur Hasil SAP2000	126
Tabel 5.5-3 Reaksi Dasar Struktur	128
Tabel 5.5-4 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	128
Tabel 5.5-5 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	129
Tabel 5.5-6 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa	131
Tabel 5.5-7 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Gempa Arah X	132
Tabel 5.5-8 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah X	133
Tabel 5.5-9 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah Y	134
Tabel 5.5-10 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y	135
Tabel 7.5-1 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah.....	177
Tabel 7.6-1 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah Arah X	196

Tabel 7.6-2 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah Arah Y	196
--	-----

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1-1 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan FEMA 356.....	5
Gambar 2.3-1 Perilaku Bresing Konvensional dengan BRB	9
Gambar 2.3-2 Konsep Buckling Restrained Braces	10
Gambar 2.3-3 Komponen Buckling Restrained Braces.....	10
Gambar 2.3-4 Gap antara mortar dan elemen tahan leleh	11
Gambar 2.3-5 Penampang berbagai macam BRB	13
Gambar 2.5-1 Penampang Steel Floor Deck	17
Gambar 2.7-1 Jenis Pondasi Dangkal.....	21
Gambar 2.7-2 Jenis Pondasi Dalam	22
Gambar 3.2-1 Alur Perancangan Struktur Baja.....	24
Gambar 3.6-1 Peta Spektra 0,2 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun.....	29
Gambar 3.6-2 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun.....	30
Gambar 3.7-1 Diagram Gaya - Perpindahan Batang.....	54
Gambar 3.9-1 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban kolom.....	60
Gambar 3.9-2 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang	62
Gambar 4.1-1 Pelat Lantai Atap.....	63
Gambar 4.1-2 Penulangan Pelat Atap	64
Gambar 4.1-3 Pelat Lantai Sekolah.....	65
Gambar 4.1-4 Penulangan Lantai Sekolah	66
Gambar 4.1-5 Pelat Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)	67
Gambar 4.1-6 Penulangan Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)	68
Gambar 4.2-1 Denah Balok Anak Lantai Atap	69
Gambar 4.2-2 Denah Balok Anak Lantai Sekolah	74
Gambar 4.2-3 Denah Balok Anak Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)	79
Gambar 4.3-1 Denah <i>Lift</i>	85
Gambar 4.3-2 Rencana Balok Penumpu <i>Lift</i>	85
Gambar 4.3-3 Potongan Melintang <i>Lift</i>	86

Gambar 4.3-4 Model Pembebanan Balok Penumpu <i>Lift</i>	88
Gambar 4.4-1 Denah Tangga	95
Gambar 4.4-2 Pelat Anak Tangga	96
Gambar 4.4-3 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga.....	98
Gambar 4.4-4 Penampang Pengaku Anak Tangga.....	99
Gambar 4.4-5 Pelat Bordes Tangga.....	101
Gambar 4.4-6 Balok Pengaku Bordes Tangga	103
Gambar 4.4-7 Penampang Pengaku Anak Tangga.....	104
Gambar 4.4-8 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga.....	107
Gambar 4.4-9 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga.....	108
Gambar 4.4-10 Bidang M Balok Tangga	108
Gambar 4.4-11 Bidang V Balok Tangga.....	109
Gambar 4.4-12 Bidang N Balok Tangga.....	109
Gambar 4.4-13 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga	113
Gambar 5.2-1 Denah Struktur Marvell City High School.....	115
Gambar 5.4-1 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah.....	121
Gambar 6.1-1 Penampang Kolom Komposit HSS 800.800.16	142
Gambar 6.1-2 Sambungan Balok Anak dengan Balok induk....	153
Gambar 6.1-3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	156
Gambar 6.1-4 Sambungan Balok dengan Kolom.....	157
Gambar 6.1-5 Sambungan Kolom dengan Kolom	162
Gambar 6.1-6 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	164
Gambar 6.1-7 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate	166
Gambar 7.5-1 Pondasi Tiang Pancang Kolom	176
Gambar 7.5-2 Geser Ponds Satu Arah.....	178
Gambar 7.5-3 Geser Ponds dua arah	180
Gambar 7.5-4 Analisis Poer Sebagai Balok Kantilever Kolom	183
Gambar 7.5-5 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col	187
Gambar 7.5-6 Penulangan Kolom Pedestal.....	188
Gambar 7.5-7 Standart Lewatan Kait	189
Gambar 7.5-8 Detail Penjangkaran	190
Gambar 7.5-9 Penulangan Sloof.....	194
Gambar 7.6-1 Pondasi dengan 2 Kolom.....	195

DAFTAR SIMBOL

- A_b : Luas nominal tubuh yang tidak berulir dari baut atau bagian yang berulir, in² (mm²)
- A_c : Luas beton, in² (mm²)
- A_g : Luas penampang bruto komponen struktur, in² (mm²)
- A_n : Luas neto komponen struktur, in² (mm²)
- A_{nv} : Luas neto penahan geser, in² (mm²)
- A_s : Luas penampang profil baja, in² (mm²)
- A_w : Luas badan, tinggi keseluruhan dikalikan tebal badan, $w dt$, in²(mm²)
- C_d : faktor amplifikasi defleksi, seperti yang diberikan pada Tabel 9 (SNI 1726:2012)
- C_s : koefisien respons gempa(lihat 7.8.1.1 dan 13) (SNI 1726:2012)
- C_{vx} : faktor distribusi vertikal (lihat 7.8.3) (SNI 1726:2012)
- D : beban mati nominal, kips (N)
- E : Modulus elastis baja = 29 000 ksi (200 000 MPa)
- E_c : Modulus elastis beton
 $= w_c^{1.5} \sqrt{f_c}'$, ksi (0.043 $w_c^{1.5} \sqrt{f_c}'$, MPa)
- F_{cr} : Tegangan kritis, ksi (MPa)
- F_{cry} : Tegangan kritis terhadap sumbu y simetris, ksi (MPa)
- F_{crz} : Tegangan tekuk torsi kritis, ksi (MPa)
- F_e : Tegangan tekuk elastis, ksi (MPa)
- F_{EXX} : Kekuatan klasifikasi logam pengisi, ksi (MPa)
- F_n : Tegangan nominal, ksi (MPa)
- F_n : Tegangan tarik nominal, F_{nt} , atau tegangan geser, F_{nv} , dari Tabel J3.2, ksi (MPa) (SNI 1729:2015)
- F_{nt} : Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2, ksi (MPa)
- F'_{nt} : Tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser, ksi (MPa)
- F_{nv} : Tegangan geser nominal dari Tabel J3.2, ksi (MPa)

- (SNI 1729:2015)
- F_{nw} : Tegangan nominal logam las, ksi (MPa)
- F_{nw} : Tegangan nominal logam las (Bab J) dengan tanpa peningkatan pada kekuatan akibat beban langsung, ksi (MPa) (SNI 1729:2015)
- F_y : Tegangan leleh minimum yang disyaratkan, ksi (MPa). Seperti yang digunakan dalam Spesifikasi ini, “tegangan leleh” menunjukkan baik titik leleh minimum yang disyaratkan (untuk baja yang mempunyai titik leleh) atau kekuatan leleh yang disyaratkan (untuk baja yang tidak mempunyai titik leleh) (SNI 1729:2015)
- F_{yb} : Tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari material komponen struktur cabang PSB, ksi (MPa)
- F_{yp} : Tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari pelat, ksi (MPa)
- h_i, h_x : tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (lihat 7.8.3), dinyatakan dalam meter (m) (SNI 1726:2012)
- I : Momen inersia dalam bidang lentur, in.⁴ (mm⁴) komponen struktur cabang PSB, ksi (MPa)
- I_x, I_y : Momen inersia pada sumbu utama, in.⁴ (mm⁴)
- I_c : faktor keutamaan (lihat 4.1.2) (SNI 1726:2012)
- L : pengaruh beban hidup di pasal 12 (SNI 1726:2012)
- L : Panjang komponen struktur, in. (mm)
- L_b : Panjang tanpa dibreis secara lateral terbesar sepanjang sayap di titik dari beban, in. (mm)
- L_p : Pembatasan panjang tidak dibreis secara lateral untuk kondisi batas leleh, in. (mm)
- L_r : Pembatasan panjang tidak dibreis secara lateral untuk kondisi batas tekuk torsi-lateral inelastis, in. (mm)
- M_{cx} : Kekuatan lentur tersedia ditentukan menurut Bab F, kip-in. (Nmm) batas tekuk torsi-lateral inelastis, in. (mm) (SNI 1729:2015)
- M_{cy} : Kekuatan lentur tersedia ditentukan menurut Bab F, kip-in. (Nmm) batas tekuk torsi-lateral inelastis, in. (mm) (SNI 1729:2015)
- M_{max} : Nilai absolut momen maksimum pada segmen tidak dibreis, kipin.(N-mm)

- M_n : Kekuatan lentur nominal, kip-in. (N-mm)
 M_{nt} : Momen orde-pertama menggunakan kombinasi beban DFBK atau DKI, dengan struktur dikekang melawan translasi, kip-in.(N-mm)
 M_p : Momen lentur plastis, kip-in (N-mm)
 M_u : Kekuatan lentur perlu yang menggunakan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
 $M1$: Momen terkecil di ujung panjang tak-terbreis, kip-in. (N-mm)
 $M2$: Momen terbesar di ujung panjang tak-terbreis, kip-in. (N-mm)
 P_c : Kekuatan aksial tersedia, kips (N)
 P_e : Beban tekuk kritis elastis yang ditentukan sesuai dengan Bab C atau Lampiran 7, kips (N) (SNI 1729:2015)
 $P_{e\ story}$: Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, kips (N)
 P_n : Kekuatan aksial nominal, kips (N)
 P_{nt} : Gaya aksial orde-pertama menggunakan kombinasi beban DFBK dan DKI, dengan struktur dikekang melawan translasi lateral, kips (N)
 P_{story} : Beban vertikal total yang didukung oleh tingkat menggunakan beban kombinasi DFBK atau DKI, yang sesuai, termasuk beban pada kolom yang bukan bagian dari sistem penahan gaya lateral, kips (N)
 P_u : Kekuatan aksial-perlu pada kord menggunakan kombinasi beban DFBK, kips (N)
 R : koefisien modifikasi respons, lihat Tabel 9, 17, 20 atau 21 (SNI 1726:2012)
 R_n : Kekuatan nominal, disyaratkan pada Bab B sampai K
 S : Modulus penampang elastis, in³ (mm³)
 S_s : parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen, didefinisikan dalam 6.1.1 (SNI 1726:2012)

- S_I : parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen; didefinisikan dalam 6.1.1 (SNI 1726:2012)
- S_{DS} : parameter percepatan respons spektral pada periode pendek, redaman 5 persen, didefinisikan dalam 6.6.4 (Lihat 8.8.1) (SNI 1726:2012)
- S_{DI} : parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik, redaman 5 persen, didefinisikan dalam 6.4.4 (SNI 1726:2012)
- S_{MS} : parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
- S_{MI} : percepatan percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs, didefinisikan dalam 6.2 (SNI 1726:2012)
- T : periode fundamental bangunan seperti ditentukan dalam 7.8.2 (SNI 1726:2012)
- V : geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau, seperti ditentukan menggunakan prosedur dalam 8.8.1 (SNI 1726:2012)
- V_c : Kekuatan geser tersedia, kips (N)
- V_n : Kekuatan geser nominal, kips (N)
- Z : Modulus penampang plastis pada sumbu lentur, in.³ (mm³)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Gedung Marvell City, perkantoran 13 lantai yang mengalami beberapa modifikasi dalam strukturnya dalam tahap pelaksanaan. Merupakan gedung dengan konstruksi beton bertulang konvensional, dengan jarak kolom rata-rata 8 meter. Tetapi Gedung Perkantoran Marvell City akan dirubah menjadi sekolah. Pada lantai dasar sampai lantai 11 penambahan tangga baja. Sehingga perlu digunakan konstruksi beton pratekan atau baja. Pada gedung ini juga ada penambahan lift dari lantai B1 sampai dengan lantai 13 dan tidak menggunakan shearwall beton untuk konstruksinya sehingga perlu suatu konstruksi yang dapat menahan beban lateral atau gempa. Struktur gedung ini merupakan existing yang tidak dipakai selama puluhan tahun dan tanpa ada perawatan, dengan adanya perubahan desain sehingga ada penambahan beban pada struktur existing maka perlu peninjauan kembali, mempertimbangkan adanya susut dan rangkai pada beton seiring berjalannya waktu. Selain itu dengan adanya penambahan yang stuktur yang tanpa menggunakan shearwall beton maka digunakan struktur baja sistem BRBF yang dapan menahan beban siklik akibat beban lateral.

Sistem BRBF ini digunakan sebagai penahan beban lateral seismik yang utama, baik dalam konstruksi baru dan proyek perbaikan. Namun, aplikasi masa depan mungkin termasuk penggunaan BRBF sebagai histeresis tambahan peredam untuk perkuatan seismik. Analisis yang didapat menghasilkan peningkatan dalam redaman tanpa tertahankan menurun selama periode pembangunan. Sifat yang kuat ini pada sistem struktur akibat dari penghapusan

tekuk pada frame, BRB ini bersiap sebagai kandidat untuk berbagai aplikasi sistem struktur untuk daerah yang memiliki seismik tinggi. (Saif Hussain et al., 2005)

Maka dari itu dengan adanya perubahan pada struktur bangunan tersebut dilakukan desain baru dengan Baja sistem BRBF. Tahapan desain mulai dari menghitung gaya dan beban-beban yang mempengaruhi struktur, menentukan desain sistem strukturnya, mengontrol stabilitas elemen-elemen struktur terhadap beban-beban yang bekerja, menentukan pondasi yang dipakai pada sistem struktur yang mampu menahan beban-beban yang direncanakan, kemudian menuangkan dalam gambar teknis sebagai hasil akhir perencanaan.

Dengan struktur baja dengan BRBF (*Buckling Restrained Braced Frame*) diharapkan dapat menggantikan struktur beton penahan beban lateral. Disamping itu karena baja lemah dalam hal menerima tekan harus bisa mengantisipasi masalah tekuk yg terjadi pada baja. Dalam upaya menyelesaikan masalah tekuk pada sistem rangka bresing konsentrik, nilai kelangsingan yang dimiliki bresing direncanakan sekecil mungkin, agar nilai kekuatan bresing mendekati kekuatan lelehnya. Untuk mencapai kelangsingan yang kecil, luas penampang bresing diperbesar. Perbesaran luas penampang ini dilakukan dengan menambah selongsong di batang baja (yang diisi mortar atau beton). Batang baja dibiarkan memanjang dan memendek tanpa tekuk yang berarti. Pelelehan bresing merupakan prose yang diharapkan dalam Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk (*Buckling Restrained Braced Frame*).

1.2. Rumusan Masalah

Dari latar belakang dapat ditarik beberapa permasalahan perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana mendesain struktur baja sistem *Buckling Restrained Braced Frame* akibat beban-beban yang bekerja pada struktur ?
2. Gaya-gaya apa saja bekerja dan diperhitungkan pada perencanaan struktur baja sistem *Buckling Restrained Braced Frame* ?
3. Bagaimana mengontrol stabilitas elemen-elemen struktur baja sistem *Buckling Restrained Braced Frame* ?
4. Bagaimana mendesain pondasi yang dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur?
5. Bagaimana hasil akhir dari perencanaan struktur ini?

1.3. Tujuan

Dari permasalahan yang ada di atas, adapun tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Menghitung elemen-elemen struktur sehingga mendapatkan penampang yang ekonomis.
2. Mengetahui dan menganalisa kapasitas dan beban-beban yang bekerja bangunan tersebut.
3. Menghitung kontrol terhadap penampang akibat beban skilik.
4. Mengetahui dimensi dan kebutuhan tiang pancang untuk menahan beban-beban pada struktur.
5. Mengetahui detail-detail struktur baja dan menerapkan dalam gambar teknik.

1.4. Batasan Masalah

- 1.1. Lingkup pembahasan yang akan dibahas mencakup :
 1. Konfigurasi BRB yang dipakai pada portal adalah berupa konfigurasi *Inverted V- braced* dengan penampang Persegi.
 2. Program yang digunakan adalah SAP2000 V.14
 3. Tidak membahas masalah manajemen konstruksi serta metode pelaksanaan.

1.5. Manfaat

1. Sebagai bahan acuan dalam perencanaan konstruksi baja yang menerapkan sistem rangka bresing tahan tekuk (BRBF).
2. Dapat dijadikan pelajaran bagi perencanaan konstruksi rangka bresing tahan tekuk (BRBF) berikutnya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Perencanaan Struktur Penahan Beban Lateral

Filosofi perencanaan bangunan penahan beban lateral (gempa) pada bangunan tinggi yang diadopsi hampir seluruh negara didunia mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Pada gempa kecil bangunan tidak boleh mengalami kerusakan.
2. Pada gempa menengah komponen struktural tidak boleh rusak, namun komponen non-struktural diijinkan mengalami kerusakan.
3. Pada gempa kuat komponen struktural boleh mengalami kerusakan, namun bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan.



Gambar 2.1-1 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan FEMA 356
Sumber FEMA 356,2000

2.2. Daktilitas Struktur (μ)

Konsep daktilitas merupakan konsep yang diadopsi di dalam peraturan SNI gempa yang berlaku saat ini untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa. Dengan penerapan konsep ini, pada saat gempa kuat terjadi elemen-elemen struktur tertentu yang dipilih diperbolehkan untuk mengalami plastifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pendisipasian energi gempa yang diterima oleh struktur. Namun demikian, struktur diharapkan tidak runtuh maka elemen-elemen tertentu tersebut harus direncanakan sedemikian rupa agar dapat

mengalami deformasi inelastik secara stabil selama terjadinya gempa kuat.

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur untuk mengalami simpangan dalam kondisi pasca elastik hingga terjadinya keruntuhan (UBC 1997). Struktur dengan tingkat daktilitas tertentu akan memungkinkan terjadinya sendi plastis secara bertahap pada elemen-elemen struktur yang telah ditentukan. Dengan terbentuknya sendi plastis pada elemen struktur, maka struktur akan mampu menahan beban gempa maksimum tanpa memberikan kekuatan yang berlebihan pada elemen struktur, sebab energi kinetik akibat gerakan tanah dasar yang diterima akan dipencarkan pada sendi plastis tersebut. Semakin banyak terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, semakin besar pula energi gempa yang dipencarkan. Setelah terjadi sendi plastis pada suatu elemen, defleksi struktur serta rotasi plastis masih terus bertambah. Pada struktur rencana, daktilitas struktur tersebut digambarkan dengan faktor modifikasi respon yang turut mewakili faktor kuat lebih (*overstrength factor*) serta kapasitas komponen struktur secara keseluruhan dalam kondisi daktail. Faktor modifikasi respon ini dilambangkan dengan symbol μ .

Batasan-batasan terkait dengan kriteria perencanaan desain bangunan daktail dengan menggunakan faktor modifikasi respon dipaparkan sebagaimana berikut:

- Kekakuan dan kekuatan struktur perlu direncanakan agar dapat memberikan kemampuan yang cukup kepada struktur bangunan untuk melakukan deformasi (simpangan) yang bersifat elastoplastik tanpa runtuh, bila mengalami gempa rencana maksimum.
- Untuk memperoleh daktilitas yang tinggi pada struktur gedung tinggi yang direncanakan, harus diupayakan agar sendi-sendi plastis yang terbentuk akibat beban gempa maksimum hanya terjadi di dalam balok-balok atau

bresing dan tidak terjadi dalam kolom-kolom, kecuali pada kaki kolom yang paling bawah dan pada bagian atas kolom penyangga atap.

- Hal ini dapat terpenuhi apabila kapasitas (momen leleh) kolom lebih tinggi dibandingkan dengan kapasitas (momen leleh) balok yang bertemu pada kolom tersebut.
- Perlu dilakukan pembatasan terkait besarnya perpindahan (*displacement*) yang terjadi. Hal ini tidak lain untuk menjaga integritas bangunan serta untuk menghindari jatuhnya korban jiwa pada saat gempa rencana maksimum terjadi.

2.3. Perkembangan Sistem Penahan Beban Lateral

2.3.1. Sistem Pengaku Bresing

Struktur baja merupakan salah satu sistem struktur tahan gempa dengan kinerja yang sangat bagus, karena material baja mempunyai karakteristik yang unik dibandingkan dengan material lain, dengan mengandalkan pada sifat daktilitas dan kekuatan yang tinggi. Dari hasil riset yang pernah dilakukan telah didapatkan tiga sistem struktur baja tahan gempa yang umum digunakan yaitu :

1. Rangka penahan momen (MRF),
2. Rangka berpengaku konsentrik (CBF),
3. Rangka berpengaku eksentrik (EBF) (Bruneau, 1985).

Rangka baja penahan momen (MRF) mempunyai kemampuan disipasi energi yang cukup untuk dapat memberikan daktilitas yang diperlukan, tetapi struktur ini kurang kaku sehingga memerlukan ukuran penampang yang lebih besar dan panel zone pelat ganda yang mahal untuk memenuhi persyaratan drift. Pada sisi lain sistem rangka berpengaku konsentrik (CBF) secara efisien dapat memenuhi batas-batas lendutan melalui aksi rangkapnya tetapi tidak memberikan suatu mekanisme yang stabil

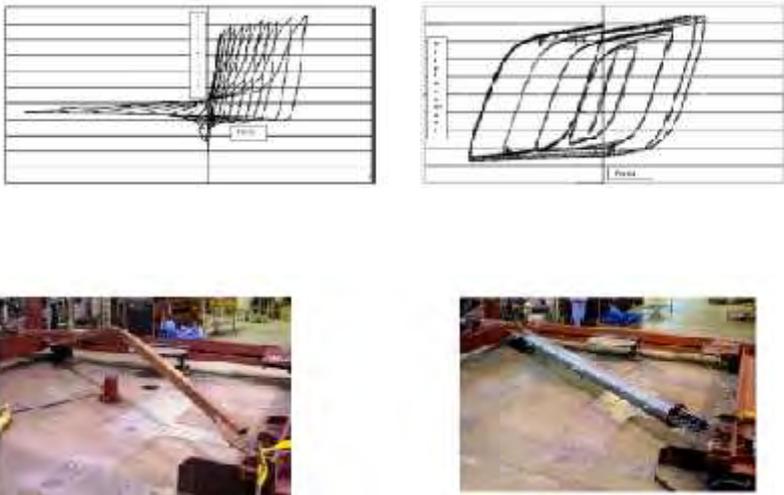
dalam disipasi energi (Paulino, M. R.). Sistem struktur berpengaku eksentrik (EBF) merupakan pengembangan dari dua sistem struktur penahan gaya lateral yang ada sebelumnya yaitu MRF dan CBF. Sistem ini dikembangkan untuk menyempurnakan sistem MRF dan CBF, dimana sistem MRF memiliki nilai daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang besar dan stabil namun memiliki kekakuan yang lebih rendah disisi lain CBF memiliki kekakuan yang lebih besar namun mempunyai kapasitas disipasi energi yang lebih rendah.

Sistem EBF dapat menggabungkan masing-masing keuntungan dari kedua system struktur tersebut, serta memperkecil kelemahan yang dimilikinya. Secara spesifik EBF mempunyai beberapa karakteristik antara lain :

1. mempunyai kekakuan elastik yang tinggi.
2. mempunyai respon inelastik yang stabil dibawah pembebanan lateral siklik.
3. mempunyai kemampuan yang sangat baik dalam hal daktilitas dan disipasi energi.

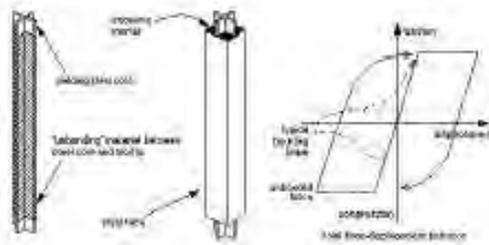
2.3.2. Buckling Restrained Braces (BRB)

Struktur *Buckling restrained braces* (BRB) merupakan pengembangan dari sistem rangka pengaku konsentrik (CBF) yaitu bresing yang didesain memiliki kapasitas tekan yang sama dengan kapasitas tarikannya. Masalah tekuk menjadi perhatian dalam desain struktur. Tekuk menyebabkan hilangnya kekuatan tekan sehingga pegecekan kapasitas tekan dari suatu elemen struktur menjadi satu hal yang paling diperhatikan. Masalah tekuk pada bresing dapat diselesaikan apabila bresing memiliki ketahanan terhadap gaya tekan yang diterima. Khususnya pada struktur yang memikul beban gempa bolak balik. Hal ini diakomodasi dengan kehadiran *buckling restrained braces*.



Gambar 2.3-1 Perilaku Bresing Konvensional dengan BRB
 Sumber : Deulkar & al. (2010).“Buckling restrained braces For
 Vibration Control Of Building Structure”

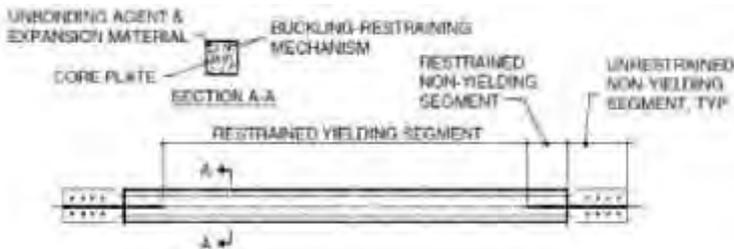
Dalam upaya menyelesaikan masalah tekuk pada sistem rangka bresing konsentrik, nilai kelangsingan yang dimiliki bresing direncanakan sekecil mungkin, agar nilai kekuatan bresing mendekati kekuatan lelehnya. Untuk mencapai kelangsingan yang kecil, luas penampang bresing diperbesar. Perbesaran luas penampang ini dilakukan dengan menambah selongsong di batang baja (yang diisi mortar atau beton). Batang baja dibiarkan memanjang dan memendek tanpa tekuk yang berarti. Sistem penahan tekuk akan membatasi kejadian tekuk dari batang baja inti hingga mampu berdeformasi mencapai $2.0 \times$ simpangan antar lantai yang diperhitungkan (AISC, 2005). Pelelehan bresing merupakan proses disipasi energi yang diharapkan dalam sistem rangka *buckling restrained braces*.



Gambar 2.3-2 Konsep Buckling Restraint Braces

Sumber :diadopsi dari Clark, P,et al (1999). Proc. 69th Annual SEAOC Convention, Sacramento,CA

Menurut Bertero, Vitelmo (2004) Komponen *Buckling restrained braces* terdiri dari 5 komponen yaitu



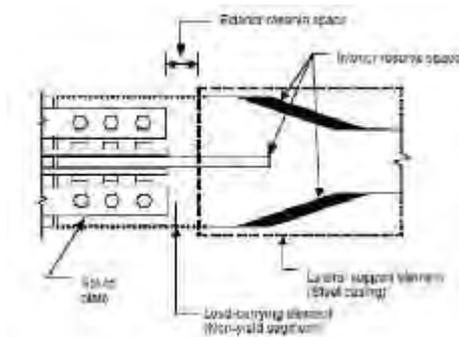
Gambar 2.3-3 Komponen Buckling Restraint Braces

Sumber : diadopsi dari Wada et al.(1998)

1. Segmen terkekang-Leleh

Segmen ini berpenampang baja berbentuk persegi atau salib. Terdapat plat baja disekelilingnya yang disebut casing dan lebih dari satu pelat bias digunakan. Karena

segmen ini di desain leleh dibawah pembebanan siklik, baja ringan (A36 atau baja kekuatan rendah) yang mempunyai daktilitas yang tinggi dapat digunakan. Alternatif baja kekuatan tinggi (A572 Gr 50 steel) juga telah digunakan. Juga diinginkan bahan baja dengan kekuatan leleh diprediksi dengan variasi kecil. Properti ini penting untuk desain kapasitas BRB yang dapat diandalkan.



Gambar 2.3-4 Gap antara mortar dan elemen tahan leleh

Sumber: Chen C.C, Chen S.Y and Liaw J.J(2001)

2. Segmen terkekang- tidak leleh

Segmen yang dikelilingi oleh casing dan mortar, yang biasanya merupakan perpanjangan dari segmen terkekang-leleh, tetapi dengan area diperbesar untuk memastikan respon elastis. Hal ini dapat dicapai dengan memperluas segmen terkekang-leleh (transisi pada lebar penampang harus kecil untuk menghindari konsentrasi tegangan). Pengaku akan dilas untuk meningkatkan area di wilayah ini.

3. Segmen Tidak terkekang-tidak leleh

Segmen ini biasanya merupakan perpanjangan dari segmen terkekangtidak leleh. segmen ini juga disebut

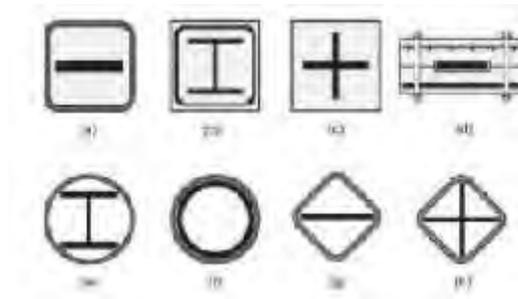
proyeksi inti baja. Segmen ini dirancang sebagai baut sambungan untuk ereksi lapangan, tapi desain koneksi lain seperti koneksi pin atau koneksi las juga memungkinkan. Pertimbangan desain segmen ini meliputi (i) toleransi untuk kemudahan ereksi lapangan dan (ii) pencegahan tekuk lokal.

4. Casing dan Pengisi Pencegah Tekuk

Inersia material yang efektif dapat meminimalkan atau menghilangkan transfer gaya geser antara segmen baja tahanan, bahan seperti karet (Iwata et al, 2000; Staker dan Reaveley, 2002), polietilen (Tremblay et al, 1999), silicon grease (Chen et al., 2001a) telah digunakan. Segmen menghasilkan tahanan, amplitudo tekuk kecil dalam mode yang lebih tinggi karena adanya mekanisme penahanan. Gap ini harus cukup besar untuk memungkinkan perluasan dari inti baja menghasilkan tekan. Jika gesekan yang dibuat oleh aksi bantalan antara baja dan mortar akan memaksa menahan tekuk untuk beban aksial. Di sisi lain, jika kesenjangan yang terlalu besar amplitudo tekuk dan kelengkungan terkait dari baja melengkung menghasilkan segmen besar, yang akan mengurangi siklus kelelahan segmen. Dalam menentukan desain gap, rasio Poisson dalam elastis (0,3) dan leleh (0,5).

5. Mekanisme tekuk- terkekang

Mekanisme ini biasanya berisi mortar dan casing baja. Mekanisme tekukterkekang bisa dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.3-5 Penampang berbagai macam BRB yang berkembang Di Jepang

Sumber : Chen C.C, Chen S.Y and Liaw J.J(2001)

Buckling restrained braces memiliki keuntungan sebagai berikut (Shuhaibaret al, 2002):

1. Dibandingkan dengan rangka penahan momen (MRF), *Buckling restrained braces* menunjukkan kekakuan lateral elastis tinggi pada beban gempa kuat, sehingga mudah untuk memenuhi persyaratan peraturan.
2. *Buckling restrained braces* menghilangkan tekuk yang tidak diinginkan dari CBFs konvensional akibat leleh pada tarik dan tekannya, sehingga memberikan disipasi energi yang lebih besar dan stabil pada beban gempa kuat.
3. Instalasi *Buckling restrained braces* ekonomis melalui sambungan baut atau pinned pada pelat gusset, yang mengeliminasi pengelasan dan inspeksi yang mahal.
4. Bresing bertindak sebagai elemen struktural yang dapat diganti, yang meminimalkan kerusakan pada elemen lain mengganti bresing yang rusak setelah peristiwa gempa besar.
5. *Buckling restrained braces* menawarkan fleksibilitas desain karena baik kekuatan dan kekakuan dari bresing dapat dengan mudah distel. Selain itu, analisis inelastis lebih mudah untuk model perilaku siklik dari *Buckling restrained braces*.

6. Untuk rehabilitasi seismik, *Buckling restrained braces* lebih menguntungkan dibandingkan bresing sistem konvensional karena ketentuan desain kapasitas untuk sistem konvensional memerlukan pondasi mahal dan perkuatan diafragma lantai.

2.3.3. Perhitungan Kekuatan Buckling Restrained Braces System

Perhitungan dimulai dengan memperkirakan ukuran luas *steel core* yang akan dipakai dalam desain, dengan memperhatikan besarnya gaya aksial yang akan terjadi pada bresing akibat kombinasi pembebanan yang telah direncanakan. Sebagai evaluasi kekuatan bresing, ditentukan kapasitas bresing yang akan dipasang, Sehingga didapat *Demand Capacity Ratio (DCR)*,

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_{ybc}} \quad (2.1)$$

dengan P_u adalah gaya aksial ultimit dengan $\phi = 0,9$.

Apabila nilai DCR kurang dari satu ($DCR < 1$), maka pemilihan luasan *steel core* bresing dapat diterima. Apabila nilai $DCR > 1$, diambil langkah dengan memperbesar luas penampang bresing.

Luas penampang bresing ditentukan berdasarkan AISC persamaan 16.1:

$$\phi P_{ybc} = 0,9 F_{ybc} \cdot A_{sc \text{ required}} \quad (2.2)$$

$$A_{sc \text{ required}} = \frac{P_{ybc}}{f_y} \quad (2.3)$$

Menentukan panjang (b_{pl}) dan lebar (t_{pl}) core :

$$b_{pl} = \frac{A_{sc \text{ required}}}{t_{pl}} \quad (2.4)$$

2.3.4. Perhitungan Adjusted Brace Strength

Untuk menentukan nilai *adjusted brace strength*, diperlukan nilai Δ_{bx} dan Δ_{bm} . Nilai nilai tersebut didapat setelah dilakukan perhitungan nilai $2.0 \cdot b_m$ sesuai AISC 2005[1] dan regangan bresing (*brace strain*) sebagai berikut:

1. Menentukan nilai b_x

Nilai b_x adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai elastik. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{EA_{sc}} \quad (2.5)$$

2. Menentukan nilai b_m

Nilai b_m adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai desain dalam kondisi inelastik yang direncanakan. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta_{bm} = C_d \cdot \Delta_{bx} \quad (2.6)$$

Dengan C_d adalah faktor perbesaran defleksi yang tergantung pada sistem rangka yang sedang direncanakan. Untuk *Buckling restrained braces* ini, nilai C_d adalah 5 (Tabel R3-1 Appendix R, ANSI/AISC 341-05).

3. Menghitung regangan bresing rata-rata (BRC)

Dengan asumsi bresing berdeformasi hingga mencapai 2 kali deformasi inelastik yang direncanakan, nilai regangan bresing rata-rata (dalam %) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$V_{BRC} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}} \quad (2.7)$$

Nilai ini menjadi acuan dalam perhitungan kekuatan rencana bresing. Member force check $N_{pl} = A_{sc} \cdot F_y$

4. Menentukan *adjustment factors* dan

Dengan menggunakan backbone curve yang menggambarkan hubungan antara gaya aksial bresing normalisasi terhadap regangan bresing rata-rata dari bresing yang akan digunakan, nilai BRC diplotkan untuk menentukan *adjustment factors* dan yang digunakan dalam perencanaan seperti terlihat pada Gambar 6. Dengan demikian akan dapat diketahui berapa luas penampang bresing yang dibutuhkan dan kapasitas maksimum dari bresing tersebut.

5. Sambungan *Buckling restrained braces*

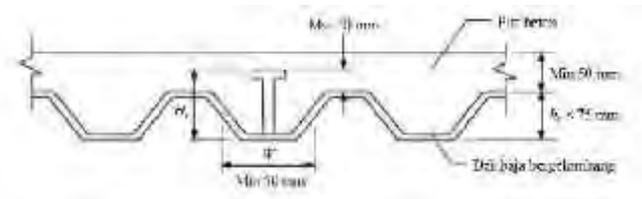
Kekuatan dari sambungan bresing untuk tarik dan tekan (termasuk hubungan antar balok dan kolom jika ini termasuk ke dalam sistem bresing) direncanakan 1,1 kali lebih besar daripada *adjusted brace strength* untuk tekan. Hal ini dilakukan untuk menjamin sambungan tidak leleh pada saat bresing berdeformasi maksimum.

2.4. Analisis Gaya Gempa

Pemilihan metode analisis antara analisis statik dan dinamik umumnya ditentukan dalam peraturan perencanaan yang berlaku. Pemilihan metode analisis tergantung pada bangunan tersebut apakah termasuk struktur gedung beraturan atau tidak beraturan. Jika suatu bangunan termasuk struktur bangunan beraturan yang didefinisikan dalam peraturan perencanaan, maka analisis gempa dilakukan dengan analisis statik. Sebaliknya, jika suatu struktur termasuk struktur bangunan tidak beraturan, maka analisis gempa dilakukan dengan cara dinamik.

2.5. Steel Floor Deck

Steel Floor Deck yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkuatan tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.



Gambar 2.5-1 Penampang Steel Floor Deck

2.6. Sambungan

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks. Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau *rigid*/ kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar- benar kaku/ *rigid* sempurna atau *flexible* sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:

1. *Simple connection* (sambungan sendi)
 - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
 - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
 - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
 - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja
2. *Semi-rigid connection* (antara *simple* dan *rigid*)
 - Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung

- Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
- Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan

3. *Rigid Connection*

- Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen- elemen yang disambung.

2.7. Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*).

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan

perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi telapak

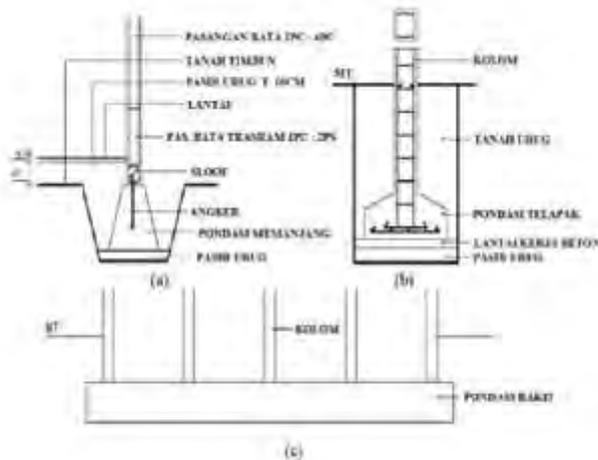
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.7-1a)

b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7-1b)

c. Pondasi rakit (raft foundation)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7-1c)



Gambar 2.7-1 Jenis Pondasi Dangkal

(Suyono Sostrodarsono, Kazuo Nakazawa.1984)

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

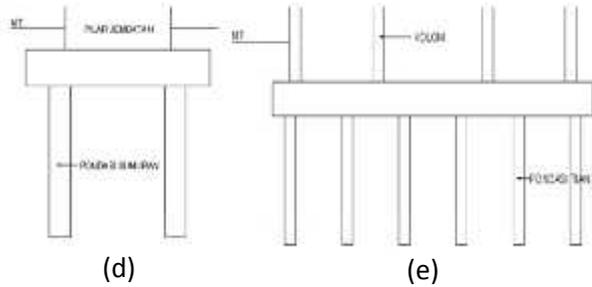
a. Pondasi sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B > 4$. (Gambar 2.7-2d)

b. Pondasi tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung

bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.7-2e)



Gambar 2.7-2 Jenis Pondasi Dalam
(Suyono Sostrodarsono, Kazuo Nakazawa.1984)

BAB III

METODOLOGI

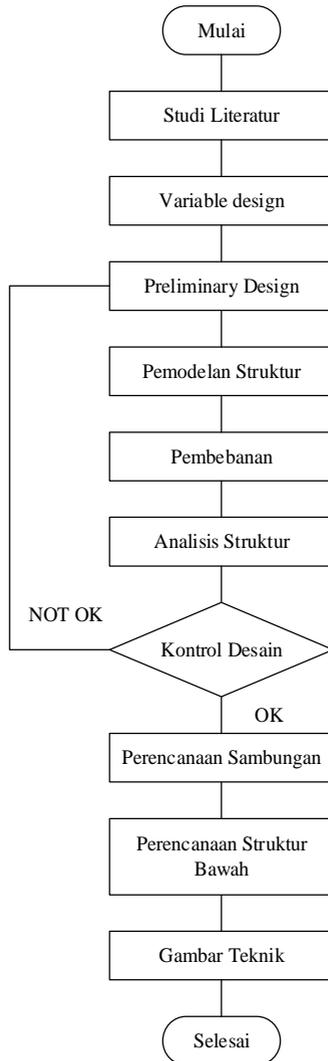
3.1. Umum

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir diperlukan metode dan urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang kan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

Dalam pengerjaannya pertama-tama dilakukan studi literatur mengenai hal-hal yang berhubungan dengan tugas akhir. Studi terhadap peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia yang membahas tentang topik tugas akhir ini sesuai dengan apa yang sudah ada sebenarnya. Selanjutnya dilakukan preliminary design mulai dari balok kolom beton pada basement bangunan dan balok kolom baja dan profil bresing BRB yang sudah teruji oleh para ahli kemudian diterapkan dalam gedung yang direncanakan dalam tugas akhir ini. Diteruskan dengan dilakukan kontrol properti dan pembebanan terhadap struktur sesuai dengan peraturan yang digunakan di Indonesia.

Setelah pembebanan selesai dilakukan pemodelan dan analisa struktur dari desain. Bila dalam pengontrolan tidak memenuhi syarat, maka dilakukan analisa lebih lanjut mengenai alasan - alasannya. (Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada flow chart pada Gambar 3.2-1.

3.2. Diagram Alir



Gambar 3.2-1 Alur Perancangan Struktur Baja

3.3. Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)
2. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI, 2015)
3. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI, 2013b)
4. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI, 2012)
5. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain (SNI, 2013a)
6. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Standard, 2010)*

3.4. Variabel Desain

Pada tugas akhir ini struktur atas direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem *Buckling Restrained Braced Frame* (BRBF) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang pancang. Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja *Inverted-V braced*, hal ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom.

3.5. Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem BRBF yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

- Nama Gedung : Marvell City High School
- Lokasi Rencana : Surabaya
- Fungsi : Sekolah
- Struktur Utama : Baja

- Sistem Struktur : *Buckling Restrained Braced Frame (BRBF)*
 - Jumlah Lantai : 13 Lantai
 - Rencana Pondasi : Tiang Pancang
- Data Material
- Profil Kolom :
Profil KC (BJ 41) : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
 - Profil Balok :
Profil WF (BJ 41) : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
 - Profil Bracing : (BJ 41) : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
 - Data tanah : Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.6. Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.6.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.6-1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²

3.6.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll (Schueller,1998).

Tabel 3.6-2 Beban Hidup pada lantai Bangunan Gedung

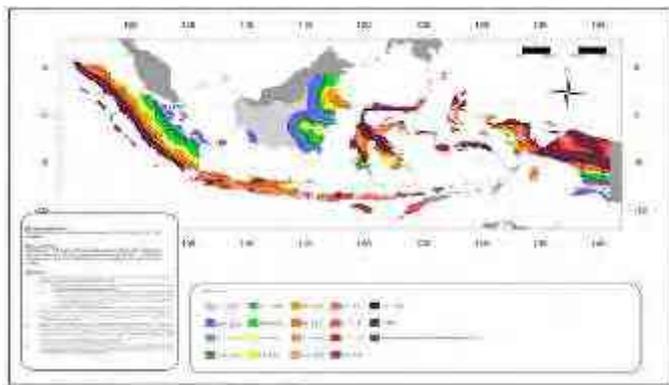
Hunian atau penggunaan	Manfaat (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Atap Atap datar, bertubung, dan lengkung Atap digunakan untuk tanah atap Atap yang digunakan untuk buisan lain Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Kuning dan kanoji Kondusifasi pasirk yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka lumpur layar penutup	20 (0,96) 100 (4,78) Sama seperti hunian di atas 5 (0,24) atau lebih sesuai 5 (0,24) atau lebih sesuai dan disesuaikan luas lantai dan atap yang ditumbu oleh vegetasi	
Demua kondusifasi lainnya Komponen struktur atap utama, yang melingkuh langsung dengan pekerjaan lantai Titi panel/lungguh dan bidang bawah rangka atap atau selas tdk sepanjang komponen struktur utama yang melingkuh atau diatas pasirk, puring, dan perbaikan pasirk Demua kondusifasi struktur atap utama lainnya Demua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan	20 (0,96)	3 000 (8,3) 300 (1,33) 300 (1,33)
Dapur Ruang kelas Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1,82) 80 (3,63) 100 (4,78)	1 000 (4,3) 1 000 (4,3) 1 000 (4,3)
Balk-balok/scantrel, nutuk untuk atap kaca dan langkhangit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk berjalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/lantai untuk truk-truk	250 (11,37) ^A	8 000 (26,6) ^A
Tangga dan jalan keatas Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4,78) 40 (1,82)	300 300
Gudang datar langkhangit Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika ketersediaan menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) Ringan Betal	20 (0,96) 125 (6,00) ^A 250 (11,37) ^A	

Sumber: SNI 1727:2013

3.6.3. Beban Gempa

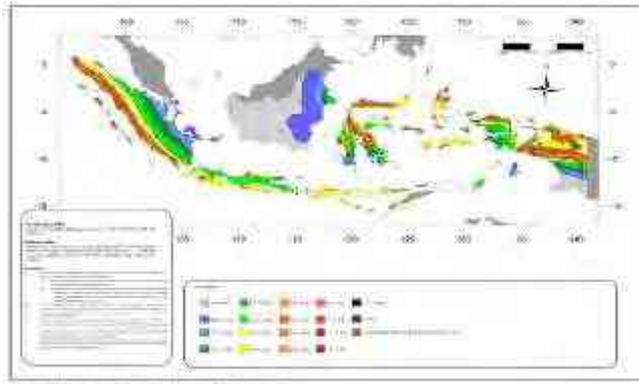
Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T=0,2$ detik dan gempa dengan periode $T=1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang dibangun. Langkah-langkah membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=0,2$ detik) dan S_1 (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=1$ detik)



Gambar 3.6-1 Peta Spektra 0,2 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun

(Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.6-2 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs
Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3.6-3 Koefisien Situs f_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $M_L \leq 6$ terpretakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, f_a				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$0,8^b$				

KATAKUNYAN:

(a) Untuk nilai nilai antara f_a gempa diturunkan secara linier.

(b) $0,8^b$ —Sifat yang menunjukkan metode yang digunakan spesifik dan analisis respon dinamis preskrib, Mut. Pasal 6.3.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.6-4 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T \approx 1,0$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara, dapat dilakukan interpolasi linear

(b) SS= Site yang memerlukan investigasi geoteknik khusus dari analisis percepatan seismik. Lihat pasal 6.5.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- c. Menghitung S_{MS} dan S_{MI}

S_{MS} dan S_{MI} (parameter spektrum respon s percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

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

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.2)$$

- d. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

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

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (3.4)$$

- e. Spektrum respons desain

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{D5}} \quad (3.6)$$

$$T_s = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{D5}} \quad (3.7)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test pentiasi standar rata-rata (N), dan kuat geser nilai rata-rata.

Tabel 3.6-5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} (rata-rata)	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	> 50	> 100
SB (batuan)	750 sampai 1500	25-50	50-100
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	375 sampai 750	10-25	25-50
SD (tanah sedang)	175 sampai 375	5-10	10-25
SE (tanah lunak)	< 175	< 5	< 10

Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:

1. Tanah dengan $\bar{v}_s < 300$ m/detik, $\bar{N} < 10$.
2. Tanah dengan $\bar{v}_s < 400$ m/detik dan $\bar{N} < 10$.
3. Tanah dengan $\bar{v}_s < 1000$ m/detik dan $\bar{N} < 10$.

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh

gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan.

Tabel 3.6-6 Kategori Resiko Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukkan untuk fasilitas penting	IV

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.6-7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

f. Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

Tabel 3.6-8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.6-9 Kategori Desain seismik Berdasarkan parameter Respons Percepatan pada periode 1 Detik

Nilai S_I	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0,067$	A	A
$0,067 < S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 < S_{DS} \leq 0,20$	C	D
$S_{DS} > 0,20$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.9)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T I_e} \quad (3.11)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.12)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{I_e} \quad (3.13)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{j=x}^M F_j \quad (3.15)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.6.4. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 dengan kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4D (3.16)

2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (La atau H) (3.17)

3. 1,2D + 1,6 (La atau H) + (\pm L atau 0,8 W) (3.18)

4. 1,2D + 1,3W + \pm L + 0,5 (La atau H) (3.19)

5. 1,2D + 1,0E + \pm L (3.20)

6. 0,9D - 1,0E + \pm L (3.21)

3.7. Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.7.1. Desain Balok (Penampang I dan U Kompak)

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (3.22)$$

M_u = Kuat lentur perlu atau momen maksimum hasil kombinasi beban sesuai ketentuan LRFD

ϕ_b = Faktor ketahanan lentur, sebesar 0,9

M_n = Kuat lentur nominal balok ditinjau terhadap berbagai kondisi batas (material atau geometri) sesuai prosedur

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut:

- a. Cek terhadap kelangsingan penampang sayap (*flange*):

- Penampang kompak

$$\lambda_p = \frac{b}{t_f} \leq \lambda_{p, \text{lim}} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda_r \quad (3.24)$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.25)$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda_p = \frac{d - 2(t_f + r)}{t_w} \leq \lambda_{p, \text{lim}} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.26)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda_r \quad (3.27)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.28)$$

Jika $\lambda_p > \lambda_r$, maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

λ_p = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang

bf = lebar sayap

tw = tebal badan

tf = tebal sayap

fy = tegangan leleh baja

r = jari-jari kelengkungan

r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak
 f_r = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik
 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.29)$$

$$M_p = F_y Z_x \quad (3.30)$$

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.31)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p < L_b < L_r$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.32)$$

Dimana:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f}\right)}} \quad (3.33)$$

$$C_w = \frac{1}{24} t_f b^3 (h - 2t_f)^2 \quad (3.34)$$

Kapasitas lentur:

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

(3.35)

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

(3.36)

Keterangan:

C_b = koefisin pengali momen tekuk lateral

M_{\max} = harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).

L_b = panjang bentang antara dua pengaku lateral

L_p = panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis

L_r = panjang bentang minimum balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

M_A = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b

M_B = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b

M_C = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b

E = Modulus elastisitas baja

r_y = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

G = Modulus geser baja

J = konstanta puntir torsi

C_w = kostanta warping penampang

S_x = modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat

h_o = jarak antar titik elemen sayap

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

$$F_{cr} = \frac{C_b f^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.37)$$

- d. Cek nominal geser

Kuat geser nominal, V_n pelat badan dari profil simetris tunggal atau ganda atau profil UNP, yang direncanakan tanpa memanfaatkan kekuatan pasca-tekek, ditentukan dari kondisi batas akibat leleh dan tekuk akibat geser sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (3.38)$$

- Untuk badan profil I *hot-rolled* jika $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$,

maka

$$w_v = 1.0 \text{ dan } C_v = 1.0 \quad (3.39)$$

- Profil yang tidak memenuhi persyaratan diatas, tetapi simetris ganda atau tunggal maka C_v ditetapkan dari kelangsingan pelat badan atau rasio h/t_w dalam tiga kategori.

$$1. \text{ Jika } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.40)$$

$$C_v = 1.0$$

$$2. \text{ Jika } 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.41)$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.42)$$

$$3. \text{ Jika } \frac{h}{t_w} \geq 1,37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \quad (3.43)$$

$$C_v = \frac{1,51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (3.44)$$

Koefisien tekuk geser pelat badan, k_v ditentukan sebagai berikut

- Untuk badan tanpa *pengaku transversal* dan dengan $\frac{h}{t_w} \leq 260$, maka $k_v = 5$

Kecuali untuk badan profil T

dimana, $k_v = 1, 2$

- Untuk badan dengan *pengaku transversal*, maka

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.45)$$

$$k_v = 5 \text{ bila } a/h > 3,0 \text{ atau } a/h > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t^w} \right)} \right]^2$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

h = tinggi penampang

3.7.2. Desain Kolom

Kolom komposit CFT menerima kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100 \% \geq 4\% \quad (3.46)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{f_y / 3E} \quad (3.47)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi.

$$\} = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.48)$$

$$\} _p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} \quad (3.49)$$

$$\} _r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.50)$$

$$5.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.51)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.52)$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.53)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\} _r - \} _p)^2 (\} - \} _p)^2 \quad (3.54)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.55)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.56)$$

Penampang persegi diisi beton,

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.57)$$

c. Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde oertama yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_t \quad (3.58)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.59)$$

Ketrangan :

- B_1 = Pengali untuk menghitung efek $P-u$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.
- B_2 = Pengali untuk menghitung efek $P-u$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur.
- M_t = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
- M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
- M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DBK.
- P_t = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- **Pengali B_1 untuk Efek $P-U$**

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - r \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.60)$$

Dengan,

Γ = 1.00 (DFBK)

C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sebagai berikut :

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.61)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung dari bagian komponen.

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{f^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (3.62)$$

Dengan,

EI^* = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis (= $0.8 \dagger_c EI$ bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan \dagger_c adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 1729:2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama)

- E = Modulus elastisitas baja 200000 MPa
 I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴
 L = Panjang komponen struktur, mm
 K_1 = faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur.

• **Pengali B_2 untuk Efek $P-\Delta$**

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Gamma P_{story}}{P_{e_story}}} \quad (3.63)$$

Dengan,

$$\Gamma = 1.00 \text{ (DFBK)}$$

P_{story} = Beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem pernaahan gaya lateral.

P_{e_story} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sidesway* atau sebagai berikut:

$$P_{e_story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.64)$$

Dengan,

$$R_M = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen.

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama.

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk mengitung $\Delta_H \cdot N$

d. Momen nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y.

$$M_u \leq w M_n \quad (3.65)$$

Keterangan :

M_u = momen lentur terfaktor

w = faktor tahanan = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.66)$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} \quad (3.67)$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.68)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.69)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (3.70)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.71)$$

Dimana,

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif, b_e , dari sayap yang diambil sebersar:

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.72)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simstris komponen struktur komposit ditentukan berdasarkan

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.73)$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.74)$$

Keterangan :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = W_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = W_b M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

W_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

W_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

3.7.3. Desain Buckling Restrained Braces Frame (BRBF)

3.7.3.1 Batang Baja

Perhitungan dimulai dengan memperkirakan ukuran luas *steel core* yang akan dipakai dalam desain, dengan memperhatikan besarnya gaya aksial yang akan terjadi pada bresing akibat kombinasi pembebanan yang telah direncanakan. Sebagai evaluasi kekuatan bresing, ditentukan kapasitas bresing yang akan dipasang, Sehingga didapat *Demand Capacity Ratio (DCR)*,

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_{y_{sc}}} \quad (3.75)$$

dengan P_u adalah gaya aksial ultimit dengan $\phi = 0,9$.

Apabila nilai DCR kurang dari satu ($DCR < 1$), maka pemilihan luasan *steel core* bresing dapat diterima. Apabila nilai $DCR > 1$, diambil langkah dengan memperbesar luas penampang bresing.

Luas penampang bresing ditentukan berdasarkan AISC persamaan 16.1:

$$\phi P_{y_{sc}} = 0,9 F_{y_{sc}} \cdot A_{sc \text{ required}} \quad (3.76)$$

$$A_{sc \text{ required}} = \frac{P_{y_{sc}}}{f_y} \quad (3.77)$$

Menentukan panjang (b_{pl}) dan lebar (t_{pl}) core :

$$b_{pl} = \frac{A_{sc \text{ required}}}{t_{pl}} \quad (3.78)$$

Untuk menentukan nilai *adjusted brace strength*, diperlukan nilai λ dan λ_c . Nilai nilai tersebut didapat setelah dilakukan perhitungan nilai $2.0 \lambda_{bm}$ sesuai AISC 2005 dan regangan bresing (*brace strain*) sebagai berikut:

1. Menentukan nilai b_x

Nilai b_x adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai elastik. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\Delta_{b_x} = \frac{P_{b_x} L_{y_{sc}}}{EA_{sc}} \quad (3.79)$$

2. Menentukan nilai b_m

Nilai b_m adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai desain dalam kondisi inelastik yang direncanakan. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta_{b_m} = C_d \cdot \Delta_{b_x} \quad (3.80)$$

Dengan C_d adalah faktor perbesaran defleksi yang tergantung pada sistem rangka yang sedang direncanakan. Untuk *Buckling restrained braces* ini, nilai C_d adalah 5 (Tabel R3-1 Appendix R, ANSI/AISC 341-05).

3. Menghitung regangan bresing rata-rata (BRC)

Dengan asumsi bresing berdeformasi hingga mencapai 2 kali deformasi inelastik yang direncanakan, nilai regangan bresing rata-rata (dalam %) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$V_{BRC} = \frac{2\Delta_{b_m}}{L_{y_{sc}}} \quad (3.81)$$

Nilai ini menjadi acuan dalam perhitungan kekuatan rencana bresing. Member force check $N_{pl} = Asc \cdot F_y$

4. Menentukan *adjustment factors* dan

Dengan menggunakan backbone curve yang menggambarkan hubungan antara gaya aksial bresing normalisasi terhadap regangan bresing rata-rata dari bresing yang akan digunakan, nilai BRC diplotkan untuk menentukan adjustment factors dan yang digunakan dalam perencanaan seperti terlihat pada Gambar 6. Dengan demikian akan dapat diketahui berapa luas penampang bresing yang dibutuhkan dan kapasitas maksimum dari bresing tersebut.

5. Sambungan *Buckling restrained braces*

Kekuatan dari sambungan bresing untuk tarik dan tekan (termasuk hubungan antar balok dan kolom jika ini termasuk ke dalam sistem bresing) direncanakan 1,1 kali lebih besar daripada adjusted brace strength untuk tekan. Hal ini dilakukan untuk menjamin sambungan tidak leleh pada saat bresing berdeformasi maksimum.

3.7.3.2 Dasar Desain Sistem Penahan Tekuk

Tujuan dari penggunaan rangka pengaku adalah kemampuan struktur untuk mempertahankan stabilitas akibat beban lateral dan stabilitas struktur secara keseluruhan. Rangka pengaku biasanya dianalisa dan didisain dengan mengabaikan momen pada sistem tersebut. Sistem penahan tekuk terdiri dari selubung batang baja. Dalam perhitungan stabilitas, balok, kolom dan pelat buhul yang terhubung dengan inti batang baja termasuk dalam sistem ini. Sistem penahan tekuk akan membatasi kejadian tekuk dari batang baja inti hingga mampu berdeformasi mencapai $2.0 \times$ simpangan antar lantai yang diperhitungkan. Sistem

pertahanan tekuk tidak boleh tertekuk dengan deformasi 2.0 x simpangan antar lantai

3.7.3.3 Adjusted Brace Strenght

Sambungan bresing dan batang yang saling berkaitan didesain untuk menahan gaya berdasarkan adjusted brace strength. Kuat tarik dari bresing ditentukan sebesar $R_y P_{y_{sc}}$, sedangkan kuat tekan bresing adalah $R_y P_{y_{sc}}$.

$$S = \frac{\check{S} F_{y_{sc}} A}{\check{S} F_{y_{sc}} A} = \frac{P_{maks}}{T_{maks}} \quad (3.82)$$

$$\check{S} = \frac{\check{S} F_{y_{sc}} A}{F_{y_{sc}} A} = \frac{T_{maks}}{F_{y_{sc}} A} \quad (3.83)$$

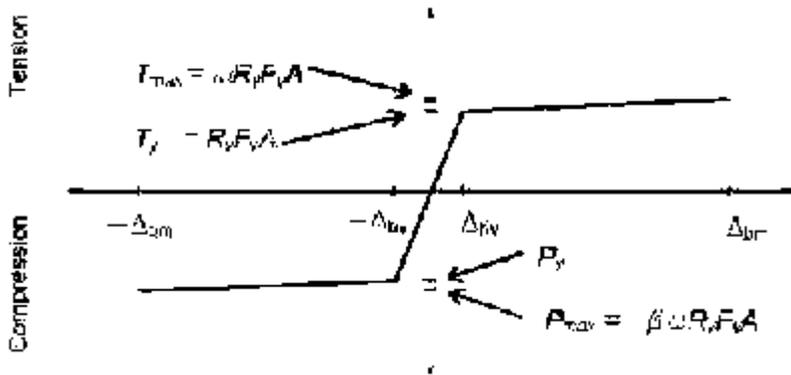
dimana:

P_{maks} = gaya tekan maksimum (N)

T_{maks} = gaya tarik maksimum dengan deformasi sesuai dengan 200% dari simpangan antar lantai

$F_{y_{sc}}$ = kekuatan leleh dari batang baja inti (MPa)

Dalam hal ini, adalah rasio antara gaya tekan maksimum terhadap gaya Tarik maksimum dari hasil pengujian, sedangkan adalah rasio antara gaya tarik maksimum terhadap kuat leleh batang baja inti.



Gambar 3.7-1 Diagram Gaya - Perpindahan Batang
(AISC, 2005)

Faktor R_y tidak digunakan apabila nilai F_{ysc} merupakan nilai tegangan leleh yang diperoleh dari pengujian.

3.7.3.4 Sambungan Bresing

Kekuatan dari sambungan bresing untuk tarik dan tekan (termasuk hubungan antara balok dan kolom jika ini termasuk ke dalam sistem bresing) direncanakan 1,1 kali lebih besar daripada adjusted brace strength untuk tekan. Hal ini dilakukan untuk menjamin sambungan tidak leleh pada saat bresing berdeformasi maksimum.

Untuk pelat buhul, desain sambungan memperhatikan tekuk lokal dan tekuk komponen bresing. Konsistensi penggunaan bresing yang akan digunakan diperlukan untuk pengujian, dimana hasilnya dijadikan dasar untuk perencanaan.

3.7.3.5 Balok dan Kolom

Ukuran penampang balok dan kolom harus memenuhi kriteria seismically compact. Hal ini dimaksudkan untuk mengakomodasi kemungkinan terjadinya tekuk inelastik pada saat penampang memikul gaya bolak-balik akibat gempa kuat.

Kekuatan yang dibutuhkan oleh balok dan kolom ditentukan dari kombinasi pembebanan yang berlaku pada peraturan perencanaan gedung. Untuk kombinasi beban yang

mengikutsertakan efek gempa, E, kekuatan harus ditentukan berdasarkan adjusted brace strength untuk tarik dan tekan. Kekuatan balok dan kolom harus direncanakan melebihi gaya dalam yang dapat terjadi akibat bekerjanya gaya maksimum dalam sistem portal bresing.

3.8. Sambungan

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

$$\begin{aligned} R_n &= F_n A_b \\ &= 0.75 \end{aligned} \quad (3.84)$$

Keterangan :

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

F_n = tegangan tarik nominal, F_{nt} , atau tegangan geser, F_{nv} dari Tabel J3.2, ksi (MPa)

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

$$\begin{aligned} R_n &= F'_{nt} A_b \\ &= 0.75 \end{aligned} \quad (3.85)$$

Keterangan :

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

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{W F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3.86)$$

F_{nt} = tegangan tarik nominal dari Tabel 3.8-1, ksi (MPa)

F_{nv} = tegangan geser dari Tabel 3.8-1, ksi (MPa)

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban, ksi (MPa)

Tabel 3.8-1 Kekuatan tarik (F_t), kekuatan geser (F_{nv})

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_t , ksi (MPa) ^(a)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, F_{nv} , ksi (MPa) ^(b)
Baut A307	45 (310)	27 (188)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dieksekusi dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dan bidang geser	90 (620)	66 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dieksekusi dan bidang geser	113 (780)	66 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	54 (372)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dieksekusi dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

^(a) Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban tarik, lihat Lampiran 3.
^(b) Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 28 in (965 mm), F_{nv} harus direduksi sampai 65,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan kontak.
^(c) Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pola pengencangan terlewat.
^(d) Uli dilubangi pada bidang geser.

3.9. Pondasi

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

3.9.1. Perencanaan Tiang Pancang

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Puer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu

perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

1. Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT. Daya dukung pada pondasi tiang pancang tunggal didapatkan dengan menjumlahkan dari tahanan ujung bawah ultimit (Q_p) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara dinding tiang dn tanah di sekitarnya. Daya dukung tiang dihitung menurut persamaan Luciano Decourt.:

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.87)$$

Keterangan :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Resistance Ultimate didasar pondasi

Q_S = Resistance Ultimate akibat lekatan lateral

Tahanan ujung ultimit (Q_P) dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$Q_P = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \quad (3.88)$$

Tahanan gesek dinding tiang (Q_s) dapat dihitung dengan persamaan :

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3+1) \cdot A_s \quad (3.89)$$

Keterangan:

N_p = harga rata-rata SPT disekitar 4D atas sampai 4D bawah dasar tiang pondasi (D=diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah

Untuk tanah lempung = 12 t/m²,

Untuk tanah lanau berlempung = 20 t/m²,

Untuk tanah lanau berpasir = 25 t/m²,

Untuk tanah pasir = 40 t/m²,

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam

A_s = luas selimut tiang

2. Kekuatan Bahan Tiang

Kekuatan dari beban tiang berkaitan dengan mutu bahan dan luas penampang tiang yang dipakai. Untuk tiang-tiang dari beton bertulang penulangan tiang dihitung berdasarkan suatu sistim struktur yang mungkin terjadi pada waktu pengangkatan dengan berat sendiri sebagai bebannya.

$$b = \text{bahan} \times A \quad (3.90)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{bahan} &= \text{Tegangan ijin bahan} \\ A &= \text{Luas penampang} \end{aligned}$$

3. Perencanaan Pondasi Tiang Grup

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan conversi Labarre:

$$E_k = 1 - \theta \frac{(m-1) \tan^2 \alpha + (n-1) \tan^2 \beta}{2mn} \quad (3.91)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} m &= \text{Jumlah tiang dalam baris} \\ n &= \text{Jumlah tiang dalam kolom} \\ &= \text{Arc tg } D/s \text{ (dalam derajat)} \\ D &= \text{Diameter tiang} \\ s &= \text{jarak antara pusat ke pusat tiang} \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.92)$$

Syarat: $P_{max} < P_{ijin}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_y \cdot Y_{max}}{\Sigma y^2} > P_{ijin} \quad (3.93)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_x \cdot X_{max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_y \cdot Y_{max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (3.94)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

M_y = Momen yang bekerja pada arah Y

X_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X

Y_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y

x^2

= Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X

y^2

= Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang

$$2D < S < 2,5D \quad (3.95)$$

- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer

$$1,5D < S_1 < 2D \quad (3.96)$$

3.9.2. Perencanaan Poer

- Kontrol tebal minimum poer

Menurut (SNI, 2013b) tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.

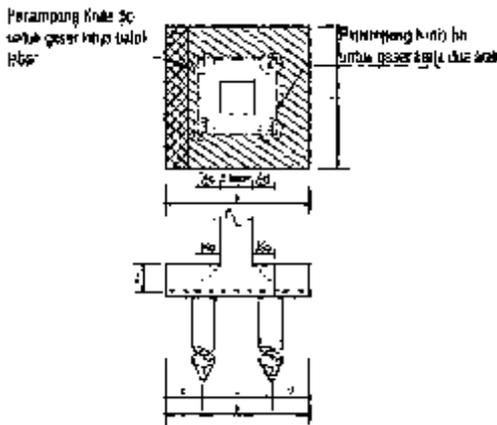
- Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja

balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah.

Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons.

Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.6 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



Gambar 3.9-1 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban kolom

- Kontrol geser satu arah

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.97)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.98)$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.99)$$

- Kontrol geser dua arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.100)$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \overline{f'_c} b_o d \quad (3.101)$$

$$V_c = 0,083 \frac{A_{tr} d}{b_o} \lambda \overline{f'_c} b_o d \quad (3.102)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \overline{f'_c} b_o d \quad (3.103)$$

Keterangan:

c = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

= 40 untuk kolom dalam

= 30 untuk kolom tepi

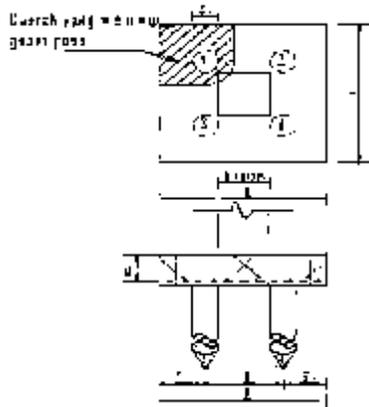
= 20 untuk kolom sudut

B0 = Parameter penampang kritis

d = Tinggi manfaat pelat

- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 3.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibat aksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3.9-2 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang

Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\phi V_{ci} \geq V_{u2} \quad (3.104)$$

Dimana V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_{ci} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.105)$$

$$V_{ci} = 0,083 \left(\frac{A_{tr} d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.106)$$

$$V_{ci} = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.107)$$

3.10. Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan software Autocad.

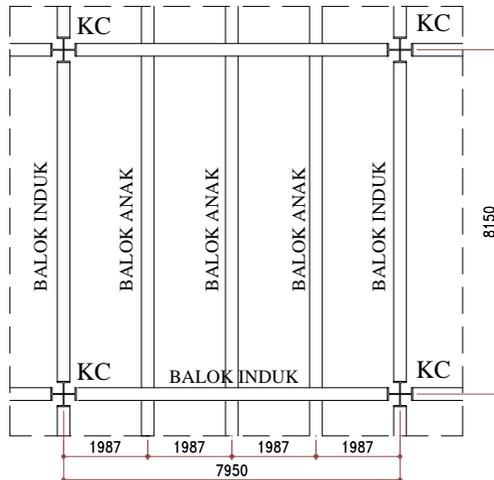
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT Super Steel Indah. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ MPa
- Bondex menggunakan tebal 0.75 mm
- Mutu baja tulangan U24

4.1.1. Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1-1 Pelat Lantai Atap

Beban Mati :

$$\begin{aligned} - \text{ Berat ducting dan plumbing} &= 30 \text{ kg/m}^2 + \\ \hline q_{D\text{total}} &= 30 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

$$\begin{aligned} - \text{ Lantai atap 20 psf} \\ q_L &= 97.64 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Berguna :

$$- Q = q_D + q_L = 30 + 97,64 = 127.64 \text{ kg/m}^2 \quad 200 \text{ kg/m}^2$$

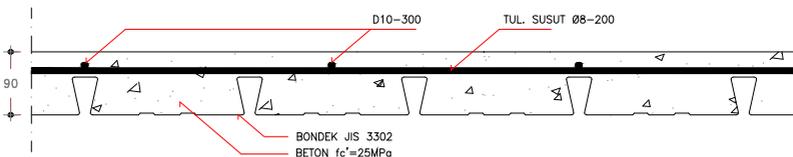
Data-data perencanaan pelat bondex

- bentang = 2.00 m
- beban berguna = 200 kg/m²
- bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif U48 1.07 cm²/m dikonversi ke tulangan negatif U24 2.14 cm²/m

Digunakan tulangan D10 (As = 0.785 cm²)

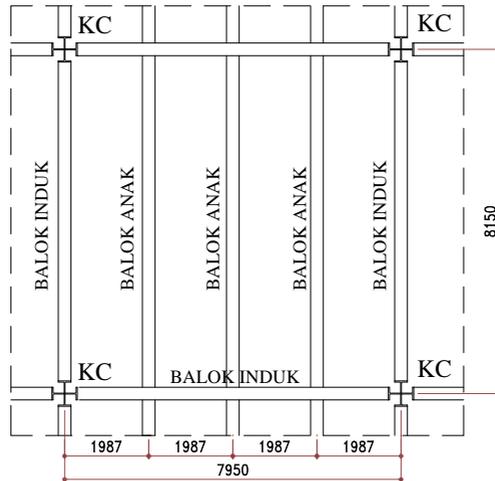
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{2.14}{0.785} = 2.73 \quad 3 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{3} = 333.33 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif D10 – 300
Dan dipasang tulangan susut Ø 8 – 200



Gambar 4.1-2 Penulangan Pelat Atap

4.1.2. Pelat Lantai Sekolah



Gambar 4.1-3 Pelat Lantai Sekolah

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan kelas ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0.02 x 2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 98 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Sekolah (Ruang Kelas) 40 psf, $q_L = 195.28 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L = 98 + 195.28 = 293.28 \text{ kg/m}^2 \quad 300 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat bondek

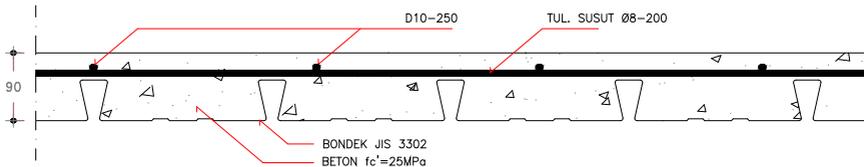
- Bentang = 2.00 m
- Beban berguna = 300 kg/m²

- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif U48 1.31 cm²/m, dikonversi ke tulangan negatif U24 2.62 cm²/m

Digunakan tulangan D10 (As = 0.785 cm²)

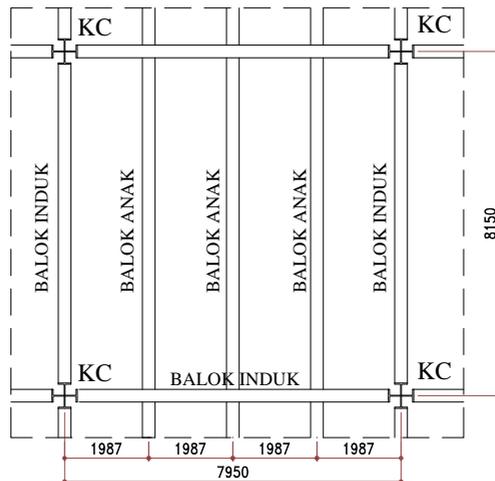
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{2.62}{0.785} = 3.34 \quad 4 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif D10 – 250
Dan dipasang tulangan susut Ø 8 – 200



Gambar 4.1-4 Penulangan Lantai Sekolah

4.1.3. Pelat Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)



Gambar 4.1-5 Pelat Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan koridor ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0.02 x 2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 30 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 98 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Sekolah (Ruang Koridor) 100 psf $q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L = 98 + 488.2 = 586.2 \text{ kg/m}^2$ 600 kg/m²

Data-data perencanaan pelat bondek

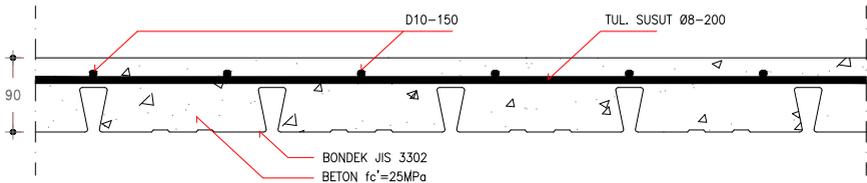
- Bentang = 2.00 m
- Beban berguna = 600 kg/m²

- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif U48 2.03 cm²/m, dikonversi ke tulangan negatif U24 4.06 cm²/m

Digunakan tulangan D10 ($A_s = 0.785 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{4.06}{0.785} = 5.17 \approx 6 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif D10 – 150
Dan dipasang tulangan susut $\emptyset 8 - 200$

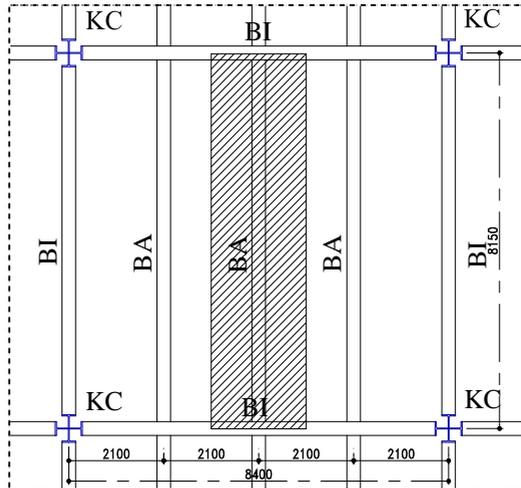


Gambar 4.1-6 Penulangan Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)

4.2. Perencanaan Balok Anak

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

4.2.1. Balok Anak Lantai Atap



Gambar 4.2-1 Denah Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil WF 400 × 200 × 8 × 13 (BJ 41)

$$W = 66.03 \text{ kg/m} \quad r = 16 \text{ mm} \quad h_w = 400 - 2(16 + 13)$$

$$A = 84.12 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 1286 \text{ cm}^3 \quad = 342 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm} \quad i_y = 4.55 \text{ cm} \quad b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 13 \text{ mm} \quad I_x = 23700 \text{ cm}^4$$

$$d = 400 \text{ mm} \quad I_y = 1740 \text{ cm}^4$$

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

$$\text{Berat pelat bondek} = 10.10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat beton } 0.90 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting dan plumbing} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$= 256.1 \text{ kg/m}^2$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$256.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.1 \text{ m} = 537.81 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 66.03$$

kg/m

$$q_D = 603.84 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

- Lantai atap 20 psf $q_L = 97.64 \text{ kg/m}^2$

$$q_L = 2.1 \text{ m} \times 97.64 \text{ kg/m}^2 = 205.04 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L$$

$$= 1.2 (603.84) + 1.6 (205.04) = 1052.67 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1052.67 \times 8.15^2$$

$$= 8740.14 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1052.67 \times 8.15$$

$$= 4289.63 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

• Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.69 \leq 10.96 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.75 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

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

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kgm} > 8740.14 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Balok anak direncanakan sebagai pemikul dari beban pelat lantai yang menumpu di atasnya tidak berperilaku komposit. Sehingga, panjang tak terkekang adalah jarak total bentang balok anak ($L_b = 815 \text{ cm}$).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.55 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 226.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} J &\approx \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{1}{3} \left((2 * b_f * t_f^3) + ((d - 2 * t_f) * t_w^3) \right) \\ &= \frac{1}{3} \left((2 * 200 * 13^3) + ((400 - 2 * 13) * 8^3) \right) \\ &= 35.68 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$S_x = 1190 \text{ cm}^3$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{200}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{400 * 8}{200 * 13} \right)}} = 5.26 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

C = 1, Penampang I simetris

$$L_r = 1.95 * 5.26 \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2500} \sqrt{\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} + \sqrt{\left(\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 * 2500}{2 * 10^6} \right)^2}}$$

$$L_r = 568.16 \text{ cm}$$

$L_b > L_r \rightarrow 815 \text{ cm} > 568.16 \text{ cm} \rightarrow$ bentang panjang

- Karena bentang panjang, maka ,

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

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

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} M_{\max} = \frac{1}{4} 8740.14 = 2185.04 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5(8740.14)}{2.5(8740.14) + 3(2185.04) + 4(8740.14) + 3(2185.04)}$$

$$C_b = 1.56$$

$$F_{cr} = \frac{C_b f^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1.56 f^2 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{815}{5.26}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{35.68 \cdot 1}{1190 \cdot 342} \left(\frac{815}{5.26}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 1383.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1383.94 \cdot 1190 = 1646888.6 \text{ kgcm} \leq M_p = 3215000 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 16468.89 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 16468.89$$

$$= 14821.99 \text{ kgm} > 8740.14 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

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

maka $C_v = 1.00$; sehingga

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

$$\phi V_n \leq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 48000$$

$$= 43200 \text{ kg} > 4289.63 \dots \text{OK!}$$

e. Kontrol lendutan

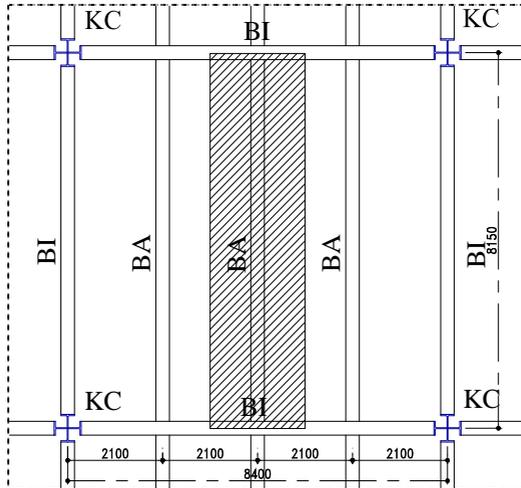
$$L = 815 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{815}{360} = 2.26 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(6.04 + 2.05)815^4}{2 \times 10^6 \times 23700} = 0.98 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.98 \text{ cm} \leq 2.26 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.2.2. Balok Anak Lantai Sekolah



Gambar 4.2-2 Denah Balok Anak Lantai Sekolah

Menggunakan profil WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$ (BJ 41)

$$\begin{aligned} W &= 66.03 \text{ kg/m} & r &= 16 \text{ mm} & h_w &= 400-2(16+13) \\ A &= 84.12 \text{ cm}^2 & Z_x &= 1286 \text{ cm}^3 & &= 342 \text{ mm} \\ t_w &= 8 \text{ mm} & i_y &= 4.55 \text{ cm} & b_f &= 200 \text{ mm} \\ t_f &= 13 \text{ mm} & I_x &= 23700 \text{ cm}^4 & & \\ d &= 400 \text{ mm} & I_y &= 1740 \text{ cm}^4 & & \end{aligned}$$

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat bondek} &= 10.10 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat beton } 0.90 \times 2400 &= 216 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat } ducting \text{ dan } plumbing &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat aspal spesi } 2 \text{ cm } (0.02 \times 2200) &= 44 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat tegel} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ &= 324.1 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\begin{aligned} 324.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.1 \text{ m} &= 680.61 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil} &= 66.03 \text{ kg/m} \\ q_D &= 746.64 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$\begin{aligned} \text{Lantai Sekolah (Ruang Kelas) } 40 \text{ psf, } q_L &= 195.28 \text{ kg/m}^2 \\ q_L = 2.1 \text{ m} \times 195.04 \text{ kg/m}^2 &= 409.58 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_U &= 1.2 q_D + 1.6 q_L \\ &= 1.2 (746.64) + 1.6 (409.58) = 1551.3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} M_U &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1551.3 \times 8.15^2 \\ &= 12880.15 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_U &= \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1551.3 \times 8.15 \\ &= 6321.55 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.69 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.75 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1286 = 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kgm} > 12880.15 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Balok anak direncanakan sebagai pemikul dari beban pelat lantai yang menumpu di atasnya tidak berperilaku komposit. Sehingga, panjang tak terkekang adalah jarak total bentang balok anak ($L_b = 815 \text{ cm}$).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.55 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 226.5 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{1}{3} \left((2 * 200 * 13^3) + ((400 - 2 * 13) * 8^3) \right)$$

$$= 35.68 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1190 \text{ cm}^3$$

$$r_{is} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{ht_w}{6 b_f t_f} \right)}} = \frac{200}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{400 * 8}{6 * 200 * 13} \right)}} = 5.26 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{is} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

C = 1 , Penampang I simetris

$$L_r = 1.95 * 5.26 \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2500} \sqrt{\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} + \sqrt{\left(\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 * 2500}{2 * 10^6} \right)^2}}$$

$$L_r = 568.16 \text{ cm}$$

$L_b > L_r \rightarrow 815 \text{ cm} > 568.16 \text{ cm} \rightarrow$ bentang panjang

- Karena bentang panjang, maka ,

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

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

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} M_{\max} = \frac{1}{4} 12880.25 = 3220.04 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5(12880.15)}{2.5(12880.15) + 3(3220.04) + 4(12880.15) + 3(3220.04)}$$

$$C_b = 1.56$$

$$F_{cr} = \frac{C_b f^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1.56 f^2 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{815}{5.26}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{35.68 \cdot 1}{1190 \cdot 342} \left(\frac{815}{5.26}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 1383.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1383.94 \cdot 1190 = 1646888.6 \text{ kgcm} \leq M_p = 3215000 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 16468.89 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 16468.89$$

$$= 14821.99 \text{ kgm} > 12880.15 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

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

maka $C_v = 1.00$; sehingga

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

$$\phi V_n \quad V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 48000$$

$$= 43200 \text{ kg} > 6321.55 \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

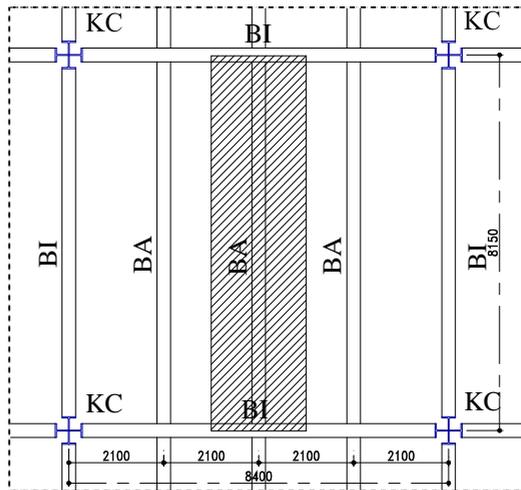
$$L = 815 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{815}{360} = 2.26 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(7.47 + 4.1)815^4}{2 \times 10^6 \times 23700} = 1.4 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 1.4 \text{ cm} \leq 2.26 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

4.2.3. Balok Anak Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)



Gambar 4.2-3 Denah Balok Anak Lantai Sekolah (Koridor Lantai Dasar)

Menggunakan profil WF 500 × 200 × 10 × 16 (BJ 41)

$$\begin{aligned}
 W &= 89.65 \text{ kg/m} & r &= 20 \text{ mm} & h_w &= 500-2(20+16) \\
 A &= 114.2 \text{ cm}^2 & Z_x &= 2096 \text{ cm}^3 & &= 428 \text{ mm} \\
 t_w &= 10 \text{ mm} & i_y &= 4.33 \text{ cm} & b_f &= 200 \text{ mm} \\
 t_f &= 16 \text{ mm} & I_x &= 47800 \text{ cm}^4 & & \\
 d &= 500 \text{ mm} & I_y &= 2140 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$

f. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat bondek} &= 10.10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat beton } 0.90 \times 2400 &= 216 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat } ducting \text{ dan } plumbing &= 30 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat aspal spesi } 2 \text{ cm } (0.02 \times 2200) &= 44 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat tegel} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 324.1 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$324.1 \text{ kg/m}^2 \times 2.1 \text{ m} = 680.61 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 89.65$$

kg/m

$$q_D = 770.26 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

Lantai Sekolah (Ruang Koridor) 100 psf

$$q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 2.1 \text{ m} \times 488.2 \text{ kg/m}^2 = 1025.2 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1.2 q_D + 1.6 q_L \\
 &= 1.2 (770.26) + 1.6 (1025.2) = 2564.63 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

g. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2564.63 \times 8.15^2 \\
 &= 21293.64 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2564.63 \times 8.15$$

$$= 10450.87 \text{ kg}$$

- h. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.8 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kgcm}$$

$$= 52400 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 52400$$

$$= 47160 \text{ kgm} > 21058.3 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Balok anak direncanakan sebagai pemikul dari beban pelat lantai yang menumpu di atasnya tidak berperilaku komposit. Sehingga, panjang tak terkekang adalah jarak total bentang balok anak ($L_b = 815$ cm).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.33 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 215.55 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{1}{3} \left((2 * 200 * 16^3) + ((500 - 2 * 16) * 10^3) \right)$$

$$= 70.21 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1912 \text{ cm}^3$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{200}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{500 * 10}{200 * 16} \right)}} = 5.14 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

C = 1 , Penampang I simetris

$$L_r = 1.95 * 5.14 \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2500} \sqrt{\frac{70.21 * 1}{1912 * (428)} + \sqrt{\left(\frac{70.21 * 1}{1912 * (428)} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 * 2500}{2 * 10^6} \right)^2}}$$

$$L_r = 554.97 \text{ cm}$$

$$L_b > L_r \rightarrow 815 \text{ cm} > 554.97 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang panjang}$$

- Karena bentang panjang, maka ,

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

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

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} M_{\max} = \frac{1}{4} 21293.64 = 5323.41 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5(21293.64)}{2.5(21293.64) + 3(5323.41) + 4(21293.64) + 3(5323.41)}$$

$$C_b = 1.56$$

$$F_{cr} = \frac{C_b f^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1.56 f^2 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{815}{5.14}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{70.21 \cdot 1}{1912 \cdot 428} \left(\frac{815}{5.14}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 1936.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 1936.66 \cdot 1912 = 3702899.32 \text{ kgcm} \leq M_p = 5240000 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 37028.99 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 37028.99$$

$$= 33256.09 \text{ kgm} > 21293.64 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

i. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 42.8 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1.00 = 75000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \leq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 75000$$

$$= 67500 \text{ kg} > 10450.87 \dots \text{OK!}$$

j. Kontrol lendutan

$$L = 815 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{815}{360} = 2.26 \text{ cm}$$

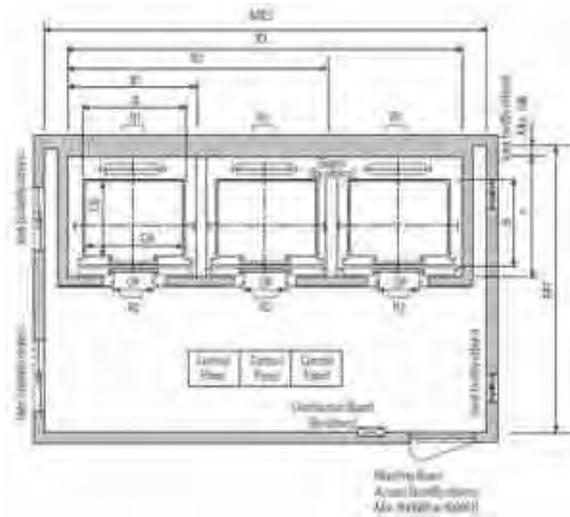
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(7.7 + 10.25)815^4}{2 \times 10^6 \times 47800} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 2.15 \text{ cm} \leq 2.26 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

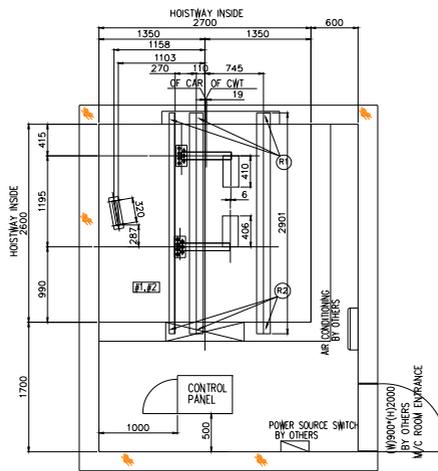
4.3. Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

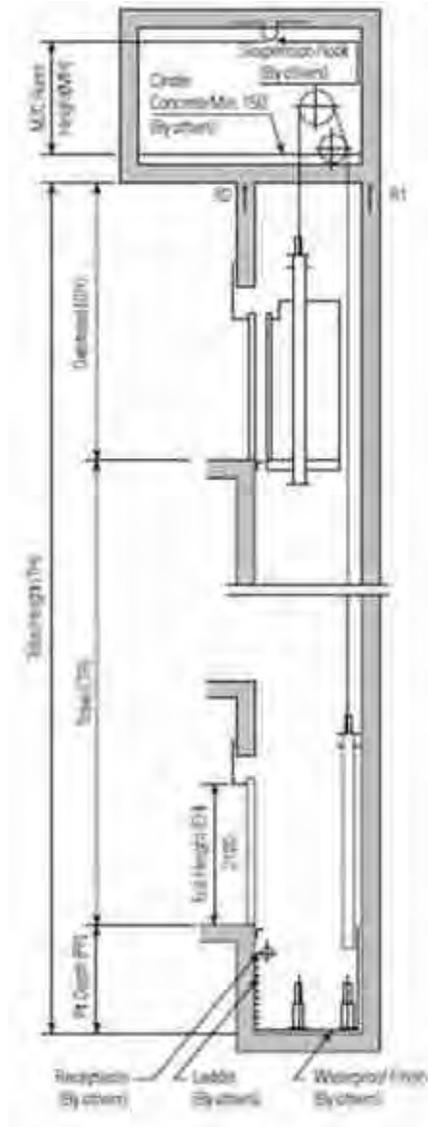
- Tipe lift : *Passenger Elevators*
 - Merek : HYUNDAI
 - Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
 - Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
 - Dimensi ruang luncur
(*hoistway inside*) 3 Car : 8300 x 2280 mm²
 - Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 2150 x 1600 mm²
 - Eksternal : 2250 x 1770 mm²
 - Dimensi ruang mesin (3 Car) : 8700 x 4200 mm²
 - Beban reaksi ruang mesin :
- R₁ = 8500 kg
R₂ = 6800 kg



Gambar 4.3-1 Denah Lift



Gambar 4.3-2 Rencana Balok Penunjang Lift



Gambar 4.3-3 Potongan Melintang Lift

4.3.1. Balok Penumpu Lift

Balok penumpu *lift* direncanakan menggunakan profil WF WF 400 × 200 × 8 × 13 (BJ 41) dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W & = 66.03 \text{ kg/m} & r = 16 \text{ mm} & h_w = 400 - 2(16 + 13) \\
 A & = 84.12 \text{ cm}^2 & Z_x = 1286 \text{ cm}^3 & = 342 \text{ mm} \\
 t_w & = 8 \text{ mm} & i_y = 4.55 \text{ cm} & b_f = 200 \text{ mm} \\
 t_f & = 13 \text{ mm} & I_x = 23700 \text{ cm}^4 & \\
 d & = 400 \text{ mm} & I_y = 1740 \text{ cm}^4 &
 \end{array}$$

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

$$\text{Berat profil balok penggantung lift} = 66.03 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan, dll(10\%)} = 6.60 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 72.63 \text{ kg/m}$$

- Beban merata ultimate

$$q_U = 1.4 q_D$$

$$= 1.4 (72.63) = 101.68 \text{ kg/m}$$

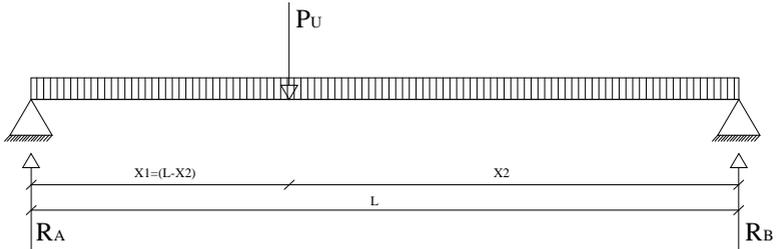
- Beban terpusat lift

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.

$$R_A = R_1. KLL = 8500 \times (1 + 50\%) = 12750 \text{ kg}$$

$$R_B = R_2. KLL = 6800 \times (1 + 50\%) = 10200 \text{ kg}$$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.3-4 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot L - P_u \cdot X_2 = 0$$

$$12750 \cdot 2,9 = P_u \cdot X_2$$

$$P_u = \frac{36975}{X_2} \dots\dots\dots \text{pers.1}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$-R_B \cdot L + P_u \cdot (L - X_2) = 0$$

$$-10200 \cdot 2,9 + \frac{36975}{X_2} (L - X_2) = 0$$

$$-29580 + \frac{107227,5}{X_2} - 36975 = 0$$

$$-66555 = -\frac{107227,5}{X_2}$$

$$X_2 = \frac{107227,5}{66555}$$

$$X_2 = 1,61 \text{ m}$$

$$X1 = (L - X2)$$

$$X1 = (2,9 - 1,61)$$

$$X1 = 1,29 \text{ m}$$

$$P_u = \frac{36975}{X2}$$

$$P_u = \frac{36975}{1,61} = 22965,84 \text{ Kg}$$

- Momen maksimum

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

$$M_u = \frac{22965,84 \times 1,29 \times 1,61}{2,9} + \frac{1}{8} \times 101,68 \times 2,9^2$$

$$M_u = 16447,5 \text{ kg.m} + 106,89 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 16554,39 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

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

$$V_u = 12750 + \frac{1}{2} \times 101,68 \times 2,9$$

$$V_u = 12750 \text{ kg} + 147,44 \text{ kg}$$

$$V_u = 12897,44 \text{ kg}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.69 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.75 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1286 = 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kgm} > 16554.39 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral ($L_b = 290 \text{ cm}$).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.55 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 226.5 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{1}{3} \left((2 * 200 * 13^3) + ((400 - 2 * 13) * 8^3) \right)$$

$$= 35.68 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1190 \text{ cm}^3$$

$$r_{is} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{200}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{400 * 8}{200 * 13} \right)}} = 5.26 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{is} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

C = 1 , Penampang I simetris

$$L_r = 1.95 * 5.26 \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2500} \sqrt{\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} + \sqrt{\left(\frac{35.68 * 1}{1190 * (342)} \right)^2 + 6.67 \left(\frac{0.7 * 2500}{2 * 10^6} \right)^2}}$$

$$L_r = 568.16 \text{ cm}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow 226.6 \text{ cm} \leq 290 \text{ cm} \leq 568.16 \text{ cm}$$

→ bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka ,

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

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} M_{\max} = \frac{1}{4} 16554.39 = 4138.598 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5(16554.39)}{2.5(16554.39) + 3(4138.598) + 4(16554.39) + 3(4138.598)}$$

$$C_b = 1.56$$

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

$$M_n = 1.56 \left[3215000 - (3215000 - 0.7 * 2500 * 1190) \left(\frac{290 - 226.5}{586.16 - 290} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 4636599.86 \text{ kgcm} > M_p$$

Karena nilai M_n bentang menengah melebihi nilai M_p , maka nilai yang dipakai adalah nilai M_p sebagai perencanaan.

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kgm} > 16554.39 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

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

maka $C_v = 1.00$; sehingga

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

$$\phi V_n \leq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 48000$$

$$= 43200 \text{ kg} > 12897.44 \dots \text{OK!}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 140 \text{ cm}$$

$$f_{ijm} = \frac{L}{360} = \frac{290}{360} = 0.81 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u \times X(1)(L^2 - X^2)^{3/2}}{9\sqrt{3LEI}} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1.02 \times 290^4}{2 \times 10^6 \times 23700} + \frac{22965.84 \times 129(290^2 - 129^2)^{3/2}}{9\sqrt{3 \times 290 \times 2 \times 10^6 \times 23700}} \\ &= 0.0002 \text{ cm} + 0.242 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f \leq f_{ijm} \rightarrow 0.2422 \text{ cm} \leq 0.81 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

4.4. Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Marvell City High School ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

4.4.1. Tangga Darurat

- Tinggi antar lantai = 360 cm
 - Panjang bordes = 240 cm
 - Panjang tangga = 800 cm
 - Lebar tangga = 120 cm
 - Lebar injakan (i) = 27 cm
 - Lebar pegangan tangga = 6.5 cm
- Perencanaan jumlah injakan tangga :
 Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga
 $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$
 $25^\circ < \alpha < 40^\circ$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga

Tinggi injakan (t) = 18 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{\text{Tinggi Tangga}}{t} = \frac{360}{18} = 20 \text{ buah}$$

Jumlah injakan (n) = $20 - 1 = 19$ buah

60 cm $(2 \times 18 + 27)$ 65 cm

60 cm $< (63) < 65$ cm ... OK !

Lebar bordes = 147 cm

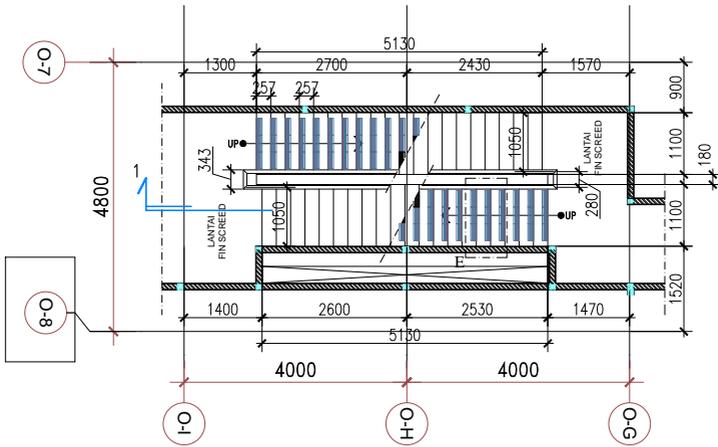
Lebar tangga = 120 cm

Sudut kemiringan tangga

$$r = \text{arc tan } \frac{t}{i}$$

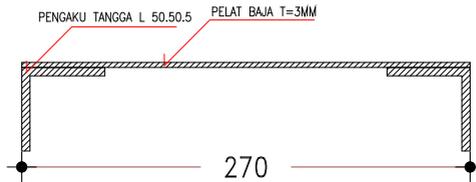
$$r = \text{arc tan } \frac{18}{27}$$

$$r = 33.69^{\circ}$$



Gambar 4.4-1 Denah Tangga

4.4.2. Anak Tangga



Gambar 4.4-2 Pelat Anak Tangga

- a. Perencanaan tebal pelat anak tangga
 Tebal pelat tangga = 4 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 Mutu baja BJ 41 → $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$
 Momen Inertia (I_x) = $1/12 \times 120 \times 0.4^3 = 0.64 \text{ cm}^4$
- Perencanaan pembebanan pelat tangga
 Beban mati
 Berat pelat = $0.004 \times 1.20 \times 7850 = 37.68 \text{ kg/m}$
 Alat penyambung (10%) = 3.77 kg/m +
 $q_D = 41.45 \text{ kg/m}$
- Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)
 Tangga dan jalan keluar 100 psf
 $q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$
 $q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2 \times 1.20 = 585.84 \text{ kg/m}$
- Perhitungan M_D dan M_L
 $M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 41.45 \times 0.27^2 = 0.38 \text{ kgm}$
 $M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 585.84 \times 0.27^2 = 5.34 \text{ kgm}$
 $M_L = 1/4 P_L l^2 = 1/4 \times 100 \times 0.27^2 = 6.75 \text{ kgm}$ (menentukan!)
- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U
 $M_U = 1.4 M_D = 1.4 \times 0.38 = 0.532 \text{ kgm}$
 $M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L = 1.2 \times 0.532 + 1.6 \times 6.75$
 $= 11.44 \text{ kg.m}$ (menentukan)

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} b h^2 = 0.25 \times 120 \times 0.40^2 = 4.8 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi Z_x \hat{1} f_y = 0.9 \times 4.8 \times 2500 = 10800 \text{ kgcm} \\ &= 108 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } \phi M_n > M_u$$

$$108 \text{ kgm} > 11.44 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 27 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{27}{360} = 0.075 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} + \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u L^3}{48EI_x} \\ &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(0.41)(27)^4}{2 \times 10^6 \times 0.64} \right) + \left(\frac{(100)(27)^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 0.64} \right) \\ &= 0.0022 + 0.032 \text{ cm} \\ f &\leq f_{ijin} \rightarrow 0.0342 \text{ cm} \leq 0.075 \text{ cm} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

- b. Perencanaan pengaku anak tangga

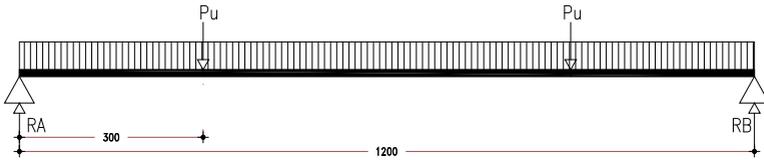
Direncanakan menggunakan profil siku $50 \times 50 \times 5$ dengan data sebagai berikut :

$$b = 50 \text{ mm} \quad I_x = 11 \text{ cm}^4 \quad i_y = 1.4 \text{ cm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad I_y = 11 \text{ cm}^4 \quad i_x = 1.4 \text{ cm}$$

$$W = 3.77 \text{ kg/m} \quad A = 4.8 \text{ cm}^2$$

Perencanaan pembebanan



Gambar 4.4-3 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga

Diasumsikan pembebanan maksimum pada saat simpangan 2 orang secara bersamaan melewati anak tangga.

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0.135 \times 0.004 \times 7850 = 4.239 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 50 \times 50 \times 5 = 3.77 \text{ kg/m}$$

$$= 8.009 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 0.801 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 8.810 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$\text{Tangga dan jalan keluar } 100 \text{ psf } q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 488.2 \times 0.135 = 65.91 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 8.810 \times 1.20^2 = 1.586 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 65.91 \times 1.20^2 = 11.86 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

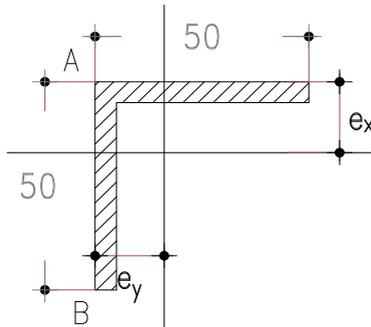
$$= 1/3 \times 100 \times 1.20 = 40 \text{ kgm (menentukan)}$$

$$V_u = 1.2 \left(\frac{1}{2} \times q_d \times 1.2 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times P \times 2 \right)$$

$$= 1.2 \left(\frac{1}{2} \times 8.81 \times 1.2 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times 100 \times 2 \right)$$

$$= 166.6 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U
 $M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$
 $= 1.2 \times 1.586 + 1.6 \times 40 = 65.9 \text{ kgm}$



Gambar 4.4-4 Penampang Pengaku Anak Tangga

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10 \leq 10.74 \rightarrow$ penampang sayap kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$Z_x = (t_f \cdot x d) \frac{1}{2} d + (t_f (b - t_f)) \frac{1}{2} t_w$$

$$Z_x = (0.5 \times 5) \frac{1}{2} 5 + (0.5 (5 - 0.5)) \frac{1}{2} 0.5$$

$$Z_x = 6.812 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi Z_x \hat{f}_y = 0.9 \times 6.812 \times 2500 = 15327 \text{ kgcm} \\ &= 153.27 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$153.27 \text{ kgm} > 65.9 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}$$

- Kontrol kuat geser

$$\left\} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{(50-5)}{5} = 9; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{1.2 \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 34.08$$

$$\text{karena } \frac{b_f}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 9 \leq 34.08$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (5 \times 0.5) \times 1.00 = 3750 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \quad Vu$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 3750$$

$$= 3375 \text{ kg} > 166.6 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{120}{360} = 0.333 \text{ cm}$$

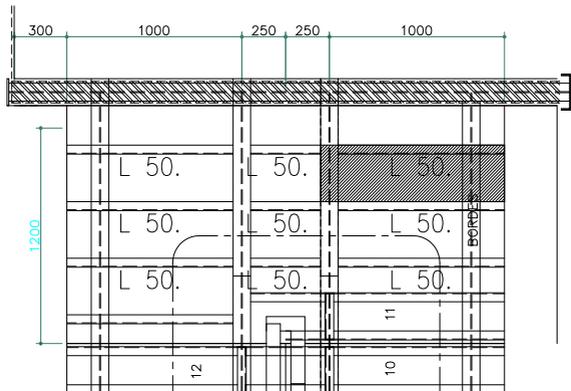
$$f = \frac{5}{384} x \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u x a}{24 EI_x} (3L^2 - 4a^2)$$

$$f = \frac{5}{384} x \frac{0.088 \times 120^4}{2 \times 10^6 \times 11} + \frac{100 \times 30}{24 \times 2 \times 10^6 \times 11} (3 \times 120^2 - 4 \times 30^2)$$

$$= 0.0108 + 0.225 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.236 \text{ cm} \leq 0.333 \text{ cm} \dots \mathbf{OK!}$$

4.4.3. Balok Pelat Bordes Tangga



Gambar 4.4-5 Pelat Bordes Tangga

a. Pelat bordes

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat tangga} &= 4 \text{ mm} \\ \text{Berat jenis baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Mutu baja BJ 41} &\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Momen Inertia (I}_x) &= 1/12 \times 80 \times 0.4^3 = 0.43 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0.004 \times 0.8 \times 7850 &= 25.12 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} & &= 2.51 \text{ kg/m} \\ \hline q_D &= 27.63 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar 100 psf} & \quad q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2 \\ q_L &= 488.2 \text{ kg/m}^2 \times (1.20 - 0.4) = 390.56 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times l^2 \\ &= 1/8 \times 27.63 \times (0.315)^2 &= 0.34 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 \times q_L \times l^2 \\ &= 1/8 \times 390.56 \times (0.315)^2 &= 4.84 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L \\ &= 1.2 \times 0.34 + 1.6 \times 4.84 = 8.15 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{1}{4} bh^2 = 0.25 \times 80 \times 0.40^2 = 3.2 \text{ cm}^3 \\ \emptyset M_n &= \emptyset Z_x \hat{I} f_y = 0.9 \times 3.2 \times 2500 = 7200 \text{ kgcm} \\ &= 72 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } \emptyset M_n > M_u$$

$$72 \text{ kgm} > 8.15 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 31.5 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{31.5}{360} = 0.088 \text{ cm}$$

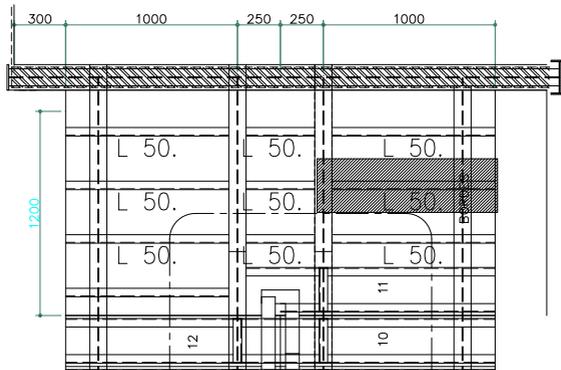
$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} + \frac{q_u L^4}{EI_x} \\ &= \left(\frac{5}{384} x \frac{(0.28 + 3.91)(31.5)^4}{2 \times 10^6 \times 0.43} \right) \\ &= 0.069 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.069 \text{ cm} \leq 0.088 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

b. Perencanaan pengaku Pelat Bordes Tangga

Direncanakan menggunakan profil siku $50 \times 50 \times 5$ dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} b &= 50 \text{ mm} & I_x &= 11 \text{ cm}^4 & i_y &= 1.4 \text{ cm} \\ t_w &= 5 \text{ mm} & I_y &= 11 \text{ cm}^4 & i_x &= 1.4 \text{ cm} \\ W &= 3.77 \text{ kg/m} & A &= 4.8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.4-6 Balok Pengaku Bordes Tangga

- **Beban mati**

$$\text{Berat pelat} = 0.315 \times 0.004 \times 7850 = 9.891 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 50 \times 50 \times 5 = 3.77 \text{ kg/m}$$

$$= 13.66 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 1.366 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 15.03 \text{ kg/m}$$

- **Beban hidup**

$$\text{Tangga dan jalan keluar } 100 \text{ psf } q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 488.2 \times 0.315 = 153.78 \text{ kg/m}$$

- **Perhitungan M_D dan M_L**

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 8.810 \times 0.8^2 = 0.705 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

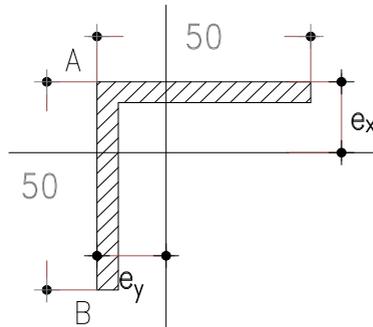
$$= 1/8 \times 153.78 \times 0.8^2 = 12.30 \text{ kgm}$$

$$Vu = 1.2 \left(\frac{1}{2} \times q_d \times 0.8 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times q_L \times 0.8 \right)$$

$$= 1.2 \left(\frac{1}{2} \times 8.81 \times 0.8 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times 153.78 \times 0.8 \right)$$

$$= 102.65 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U
 $M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$
 $= 1.2 \times 0.705 + 1.6 \times 12.3 = 20.53 \text{ kgm}$



Gambar 4.4-7 Penampang Pengaku Anak Tangga

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10 \leq 10.74 \rightarrow$ penampang sayap kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$Z_x = (t_f \cdot x_d) \frac{1}{2} d + (t_f (b - t_f)) \frac{1}{2} t_w$$

$$Z_x = (0.5 \times 5) \frac{1}{2} 5 + (0.5 (5 - 0.5)) \frac{1}{2} 0.5$$

$$Z_x = 6.812 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi Z_x \hat{f}_y = 0.9 \times 6.812 \times 2500 = 15327 \text{ kgcm} \\ &= 153.27 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$153.27 \text{ kgm} > 20.53 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol kuat geser

$$\left. \right\} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{(50-5)}{5} = 9; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{1.2 \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 34.08$$

$$\text{karena } \frac{b_f}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 9 \leq 34.08$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (5 \times 0.5) \times 1.00 = 3750 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \quad V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 3750$$

$$= 3375 \text{ kg} > 102.65 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 80 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{80}{360} = 0.22 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(0.088 + 1.54) \times 80^4}{2 \times 10^6 \times 11}$$

$$= 0.0108 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.039 \text{ cm} \leq 0.22 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

4.4.4. Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 300 × 150 × 6.5 × 9, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} W &= 36.72 \text{ kg/m} & I_x &= 7210 \text{ cm}^4 \\ r &= 13 \text{ mm} & Z_x &= 522 \text{ cm}^3 \\ i_y &= 3.3 \text{ cm} & A_g &= 46.78 \text{ cm}^2 \\ h &= 300 - 2(9+13) = 256 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan balok tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0.004 \times 0.60 \times 7850 = 18.84 \text{ kg/m}$$

Berat profil siku pada setiap injakan terdapat 2 siku baja, jumlah injakan rencana sebanyak 19 buah. membenani terpusat pada balok utama tangga dikonversikan mejadi beban merata.

$$\text{Berat siku } 50.50.5 (3.77 \times 0.6 \times 38) / 6.21 = 13.84 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok WF } 300.150.6,5.9 &= 36.72 \text{ kg/m} + \\ &= 69.40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat alat penyambung } 10\% &= 6.94 \text{ kg/m} + \\ q_{D1} &= 76.34 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

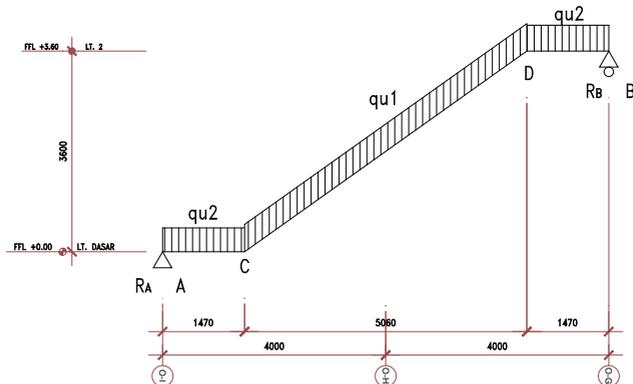
$$\text{Tangga dan jalan keluar } 100 \text{ psf} \quad q_{L1} = 488.2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{L1} = 488.2 \times 0.6 = 292.92 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1.2 q_D + 1.6 q_L \\ &= 1.2 \times 76.34 + 1.6 \times 292.92 \\ &= 560.28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

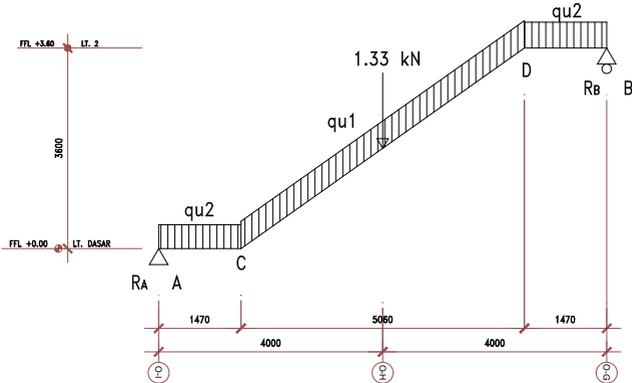
- Perencanaan pembebanan balok bordes
 Beban mati
 Berat profil $= 36.72 \text{ kg/m}$
 Berat profil siku pada setiap injakan terdapat 1 siku baja, jumlah injakan rencana sebanyak 3 buah. membenani terpusat pada balok utama tangga dikonstruksikan mejadi beban merata.
 Berat siku $50.50.5 (3.77 \times 0.6 \times 3) / 1.47 = 12.31 \text{ kg/m}$
 Berat pelat $0.004 \times 0.60 \times 7850 = 18.84 \text{ kg/m} +$
 $= 67.87 \text{ kg/m}$
 Berat penyambung 10% $= 6.79 \text{ kg/m} +$
 $q_{D2} = 74.66 \text{ kg/m}$

- Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)
 Tangga dan jalan keluar 100 psf
 $q_L = 488.2 \text{ kg/m}^2$
 $q_{L2} = 488.2 \times 0.6 = 292.92 \text{ kg/m}$
 $q_{U2} = 1.2 q_D + 1.6 q_L$
 $= 1.2 \times 74.66 + 1.6 \times 292.92$
 $= 558.26 \text{ kg/m}$



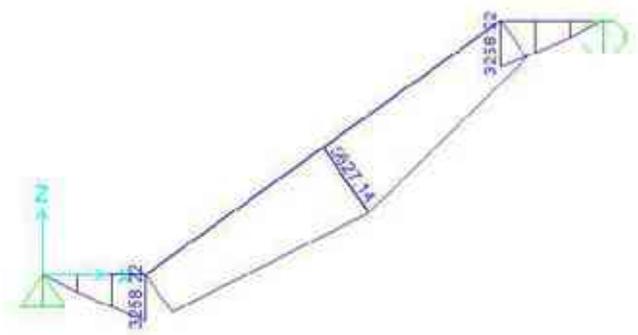
Gambar 4.4-8 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

Selain itu berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.5.4 mengenai beban pada tangga tetap, pada 1 rangkaian harus terdapat tambahan beban minimum 1.33 kN setiap jarak 3.048 m dari tinggi tangga. Pada perencanaan ini beban sebesar 1.33 kN ditempatkan pada tengah bentang dari balok utama tangga, sehingga sketsa pembebanan mejadi seperti berikut :

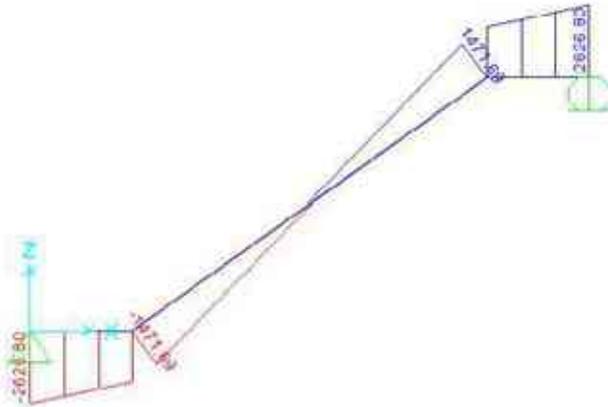


Gambar 4.4-9 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

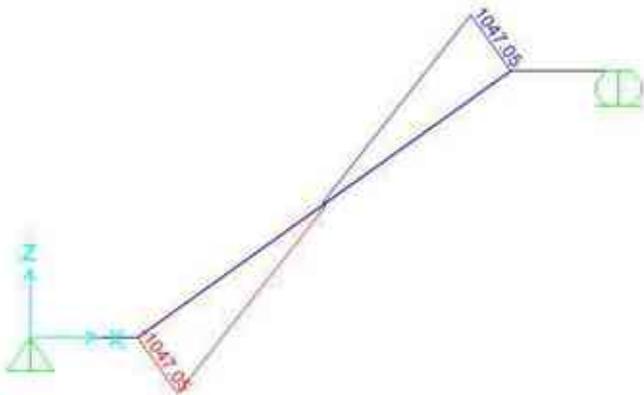
Dengan program bantu SAP2000 v17 didapatkan gaya dalam sebagai berikut :



Gambar 4.4-10 Bidang M Balok Tangga



Gambar 4.4-11 Bidang V Balok Tangga



Gambar 4.4-12 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol penampang profil
- a. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2xt_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \hat{I} Z_x = 2500 \times 522 \\ &= 1305000 \text{ kgcm} \\ &= 13050 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \leq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} \leq 5627.14 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- b. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Pada balok terdapat pengekang lateral berupa pengaku dari anak tangga dengan jarak vertikal 18 cm dan jari pengaku pelat bordes dengan jarak 31.5 cm.

$$L_b = \sqrt{(31.5^2 + 18^2)} = 36.28 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.3 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 164.28 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{bentang pendek, maka } M_n = M_p$$

$$\begin{aligned}
 Mp &= f_y \hat{I} Z_x = 2500 \times 522 \\
 &= 1305000 \text{ kgcm} \\
 &= 13050 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad Mu$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 13050 \\
 &= 11745 \text{ kgm} \quad 5627.14 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 39.38 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \quad Vu$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0.9 \times 29250 \\
 &= 26325 \text{ kg} > 2626.8 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Persamaan interaksi tekan – lentur

$$L = \sqrt{(2 \times 147.5)^2 + 506^2} = 585.71 \text{ cm}$$

$$K_c = 2.00 \text{ (sendi – rol)}$$

$$f_e = \frac{f^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{f^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{2 \times 585.71}{3.3}\right)^2} = 156.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{156.65} = 15.96$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 15.96 \geq 2.25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$$f_{cr} = 0.877 f_e = 0.877 \times 156.65 = 137.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = f_{cr} \hat{I} A_g \\ = 137.38 \times 46.78 = 6426.64 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 6426.64 \\ = 5462.64 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1047.05}{5462.64} = 0.19, \text{ maka rumus interaksi 1}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{1047.05}{5462.64} + \frac{8}{9} \left(\frac{5627.14}{11745} + 0 \right) = 0.62 \leq 1.0 \dots \dots \text{OK!}$$

- Kontrol lendutan

Untuk mengetahui lendutan yang terjadi beban rencana yang digunakan adalah beban tidak terfaktor, beban yang sudah direncanakan pada pembebanan balok utama tangga diatas yang sudah dikalikan dengan faktor sehingga pada kontrol lendutan faktor dihilangkan.

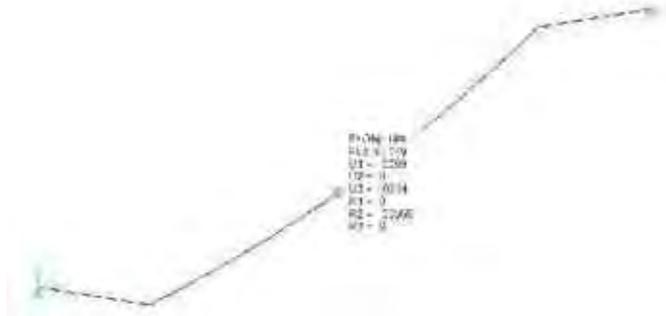
Pembebanan untuk balok utama tangga miring :

$$q_{U1} = 1 q_D + 1 q_L \\ = 76.34 + 292.92 \\ = 369.26 \text{ kg/m}$$

Pembebanan untuk balok utama tangga bordes :

$$q_{U2} = 1 q_D + 1 q_L \\ = 74.66 + 292.92 \\ = 367.58 \text{ kg/m}$$

Selain itu berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.5.4 mengenai beban pada tangga tetap, pada 1 rangkaian harus terdapat tambahan beban minimum 1.33 kN setiap jarak 3.048 m dari tinggi tangga. Pada perencanaan ini beban sebesar 1.33 kN ditempatkan pada tengah bentang dari balok utama tangga.



Gambar 4.4-13 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{(2 \times 147) + \sqrt{(360^2 + 506^2)}}{360} = 2.54 \text{ cm}$$

Pada hasil dari SAP2000 didapatkan lendutan sebesar 0.0214 m atau 2.14 cm

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 2.14 \text{ cm} \leq 2.54 \text{ cm} \text{OK!}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

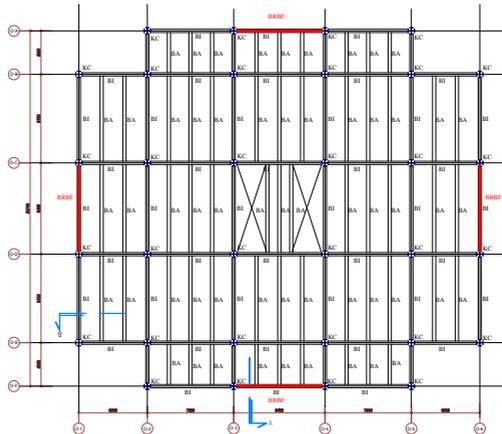
PEMODELAN STRUKTUR

5.1. Umum

Struktur primer merupakan komponen utama yang kekakuannya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yaitu beban gempa. Dalam menganalisa struktur utama dari gedung ini, permodelan struktur mengacu pada SNI 1726:2012.

5.2. Sistem *Buckling Restrained Braced Frames*

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem *Buckling Restrained Braced Frames* (BRBF). Struktur *Buckling Restrained Braced Frames* berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan sekolah yang terdiri dari 2 lantai parkir, 12 lantai sekolah dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 51.9 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :



Gambar 5.2-1 Denah Struktur Marvell City High School

Struktur utama di analisa dengan menggunakan bantuan software SAP2000. Dimana sistem struktur dari balok dan kolom dimodelkan sebagai space frame (rangka ruang) dengan perletakan jepit pada dasar kolom. Sedangkan untuk perencanaan terhadap gempa digunakan analisis respon spektrum.

5.3. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban mati (*dead load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap yang tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain :

- a. Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3
- b. Berat pelat bondek sebesar $10,1 \text{ kg/m}^2$
- c. Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, dan bresing dengan massa jenis sebesar 7850 kg/m^3 .
- d. Beban dinding bata ringan + plester 2 cm sebesar 101.50 kg/m^2
- e. Beban spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm.
- f. Beban keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm.
- g. Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar 30 kg/m^2 .
- h. Beban lift adalah beban terpusat pada balok struktur terencana untuk beban lift. Besar beban lift terlampir.

Rincian pembebanan untuk beban mati adalah sebagai berikut:

- Pelat atap $q_D = b + 2e + g = 84.10 \text{ kg/m}^2$
- Pelat lantai sekolah $q_D = b + 2e + f + g = 108.1 \text{ kg/m}^2$

2. Beban hidup (*live load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban yang kemungkinan akan bekerja pada struktur pada saat-saat tertentu saja selama umur bangunan atau dapat pula bekerja selama umur bangunan dan lokasinya tidak tetap. Beban hidup ini antara lain beban pekerja pada struktur atap dan beban perabotan :

Lantai Sekolah (Ruang Kelas)	40 psf	= 195.28 kg/m ²
Lantai Sekolah (Partisi)	15 psf	= 73.23 kg/m ²
Lantai atap	20 psf	= 97.64 kg/m ²

NB : Beban hidup partisi tidak diperlukan apabila beban hidup minimum yang ditetapkan diambil melebihi 80 psf (3.83 kN/m²)

3. Beban gempa (*earthquake load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik. Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari dinas Pekerjaan Umum.

5.3.1. Berat Total Bangunan

Perhitungan berat total bangunan ini berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.7.2. Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur Marvell City High School yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D + 1L.

5.3.2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

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

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $1.2 D + 1.0E + 1.0L$
4. $0.9 D + 1.0E$

PENGECEUALIAN : Faktor beban untuk L pada kombinasi 3 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/m^2 .

Keterangan :

- D : beban mati
- L : beban hidup
- Lr : beban hidup atap
- R : beban hujan
- 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.

5.4. Pembebanan Gempa Dinamis

Pada struktur Marvell City High School ini mempunyai jumlah lantai 13 tingkat dengan ketinggian 44.7 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.4.1. Lantai Tingkat Sebagai Diafragma

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

5.4.2. 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 periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

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

5.4.3. Parameter Respons Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Pada tugas akhir ini, perhitungan gaya gempa digunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012 pasal 5.3. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Surabaya dengan kondisi tanah sedang (kelas situs SD) yang sudah diperhitungkan dan disesuaikan dengan kategori definisi kelas situs :

Tabel 5.4-1 Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya untuk Kelas Situs SD (Tanah Sedang)

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.325
S_s (g)	0.663
S_1 (g)	0.247
C_{RS}	0.991
C_{RI}	0.929
F_{PGA}	1.175
F_A	1.270
F_V	1.906
PSA (g)	0.382
S_{MS} (g)	0.842
S_{M1} (g)	0.471
S_{DS} (g)	0.561
S_{D1} (g)	0.314
T_0 (detik)	0.112
T_s (detik)	0.560

5.4.5. Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan sekolah. Pada tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = IV$.

5.5. 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 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol berat bangunan hasil manual dengan SAP2000
- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- 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.

5.4.6. Kontrol Berat Bangunan Hasil Manual dengan SAP2000

Dengan membatasi agar pemodelan yang direncanakan sesuai dengan yang diharapkan. Maka, perbandingan berat hasil dari perhitungan manual dibandingkan dengan output hasil dari SAP2000 tidak boleh lebih besar dari 5%. Hasil dari perhitungan manual didapat berat bangunan dari berat sendiri struktur beserta beban mati dan hidup tambahan didapat sebesar 9200272.068 kg. sedangkan, hasil output SAP2000 didapatkan berat total struktur sebesar 10540232.35 kg. selisih dari kedua hasil hitungan tersebut sebesar $0.87\% < 5\%$. Anggapan dan asumsi beban yang dimodelkan sesuai dengan yang direncanakan.

5.4.7. Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah

Dari tabel di dbawah didapat partisipasi massa arah X sebesar 93.5% pada modal ke 10 dan partisipasi massa arah Y sebesar 94.2% pada modal ke 25. 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%.

Dalam hal ini digunakan bantuan program SAP 2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.4 berikut :

Tabel 5.5-1 Rasio Partisipasi Massa Marvell City High School

OutputCase	StepNum	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
A	B	C	D	E
MODAL	1	2.69E-10	0.111	8E-11
MODAL	2	0.747	0.111	0.000001826
MODAL	3	0.747	0.125	0.000001827
MODAL	4	0.747	0.842	0.000001828
MODAL	5	0.888	0.842	0.00000607
MODAL	6	0.888	0.842	0.024
MODAL	7	0.888	0.844	0.024
MODAL	8	0.888	0.847	0.024
MODAL	9	0.889	0.847	0.045
MODAL	10	0.935	0.847	0.045
MODAL	11	0.935	0.847	0.15
MODAL	12	0.935	0.847	0.318
MODAL	13	0.935	0.847	0.318
MODAL	14	0.935	0.847	0.389
MODAL	15	0.935	0.847	0.389
MODAL	16	0.935	0.847	0.39
MODAL	17	0.935	0.847	0.39
MODAL	18	0.935	0.847	0.393
MODAL	19	0.935	0.847	0.466
MODAL	20	0.935	0.847	0.466
MODAL	21	0.935	0.847	0.466
MODAL	22	0.935	0.847	0.466
MODAL	23	0.935	0.847	0.466
MODAL	24	0.935	0.848	0.466
MODAL	25	0.935	0.942	0.466

5.4.8. Kontrol waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T 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 Marvell City High School memiliki tinggi 44.7 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk sehingga pada tabel.15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0.75$$

$$h_n = 44.7 \text{ m}$$

maka :

$$\begin{aligned} T &= 0.0731 \times 44.7^{0.75} \\ &= 1.264 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} = 0.314$, maka :

$$C_u \hat{=} T = 1.4 \times 1.264 = 1.769 \text{ s}$$

Dari tabel di bawah didapat $T = 1.7203 \text{ s}$. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T$. Jadi analisis struktur Marvell City High School masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

Tabel 5.5-2 Perioda dan Frekuensi Struktur Hasil SAP2000

Modal	Period	Frequency
No	Sec	Cyc/sec
1	1.720339	0.58128
2	0.703084	1.4223
3	0.425769	2.3487
4	0.284027	3.5208
5	0.225056	4.4433
6	0.190708	5.2436
7	0.138782	7.2055
8	0.133078	7.5144
9	0.12399	8.0652
10	0.122259	8.1794
11	0.11133	8.9823
12	0.100838	9.9169
13	0.097489	10.258
14	0.094668	10.563
15	0.093426	10.704
16	0.088089	11.352
17	0.08757	11.419
18	0.086974	11.498
19	0.086871	11.511
20	0.086718	11.532
21	0.086499	11.561
22	0.086306	11.587
23	0.085875	11.645
24	0.085371	11.714
25	0.085235	11.732

5.4.9. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.5612}{\left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.1052$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.314}{1.7203 \left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.034 < 0.1052$$

(Not OK...!)

Maka diambil $C_s = 0.034$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0.044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0.044 \times 0.5612 \times 1.5 = 0.03704 < 0.034 \text{ (NOK...!)} \end{aligned}$$

Maka diambil $C_s = 0.03704$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur Marvell City High School adalah :

Dari tabel di dibawah didapat berat total struktur adalah 10540232.35 kg. Maka :

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \cdot W \\ &= 0.03704 \times 10540232.35 \text{ kg} \\ &= 390410.21 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel 5.5-3 Reaksi Dasar Struktur

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Kgf	Kgf	Kgf
Ex + 0,3 Ey	125251.15	20834.84	562.63
0,3 Ex + Ey	37580.8	69439.32	194.52
1.4D	3185.23	5.15	10183115.56
1.2D + 1.6L	3191.03	8.86	13846804.43
D + L	3198.28	6.46	10540232.35

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 5.5-4 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RS-X	125251.15	20834.84
RS-Y	37580.8	69439.32

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

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

$$125251.15 \text{ kg} > 85\% \times 390410.21 \text{ kg}$$

$$125251.15 \text{ kg} > 331848.68 \text{ kg (Not OK...!)}$$

- Untuk gempa arah Y :

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

$$69439.32 \text{ kg} > 85\% \times 390410.21 \text{ kg}$$

$$69439.32 \text{ kg} > 331848.68 \text{ kg (Not OK...!)}$$

Dari kontrol di atas, analisis Marvell City High School masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala $0.85 \hat{=} \frac{C_s \hat{=} W}{V}$.

Untuk arah X :

$$0.85 \hat{=} \frac{C_s \hat{=} W}{V} = 0.85 \hat{=} \frac{0.03704 \times 10540232.35}{125251.15} = 2.65$$

Untuk arah Y :

$$0.85 \hat{=} \frac{C_s \hat{=} W}{V} = 0.85 \hat{=} \frac{0.03704 \times 10540232.35}{69439.32} = 4.79$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

Tabel 5.5-5 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RS-X	363353.62	60439.52
RS-Y	205506.19	379738

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

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

$$363353.62 \text{ kg} > 85\% \times 390410.21 \text{ kg}$$

$$363353.62 \text{ kg} > 331848.68 \text{ kg (OK...!)}$$

- Untuk gempa arah Y :

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

$$379738 \text{ kg} > 85\% \times 390410.21 \text{ kg}$$

$$379738 \text{ kg} > 331848.68 \text{ kg (OK...!)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur Marvell City High School masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

5.4.10. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (drift)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$i \leq a$$

Dimana :

i = Simpangan yang terjadi

a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan i untuk tingkat 1 :

$$i_1 = C_d \times \delta_{e1} / I$$

Perhitungan i untuk tingkat 2 :

$$i_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka baja dengan bresing konsentris khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai $C_d = 5$ dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai $I = 1.5$. Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$a = 0.010 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 3.6 m, simpangan ijinnya adalah

$$a = 0.010 \times 3.6$$

$$= 0.036 \text{ m}$$

$$= 36 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

Tabel 5.5-6 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa

Lantai	Tinggi Lantai m	Gempa Arah X		Gempa Arah Y	
		Simpangan		Simpangan	
		X	Y	X	Y
		mm	mm	mm	mm
A	B	C	D	E	F
13	44.7	42.99	5.12	25.12	30.4
12	41.1	40.46	4.64	23.65	27.35
11	37.5	37.11	4.24	21.72	24.78
10	33.9	33.08	3.93	19.38	22.88
9	30.3	28.61	3.64	16.77	21.19
8	26.7	24.02	3.29	14.09	19.21
7	23.1	19.22	2.84	11.29	16.6
6	19.5	14.36	2.26	8.44	13.27
5	15.9	9.85	1.64	5.8	9.6
4	12.3	5.9	1.02	3.48	6
3	8.7	2.37	0.43	1.4	2.5
2	5.1	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0

Tabel 5.5-7 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai m	Gempa Arah X				Ket.
		Simpangan Arah X				
		U1	uei	ui	Ua1	
		mm	mm	mm	mm	
A	B	C	D	E	F	G
13	44.7	42.99	2.53	8.433333	36	OK
12	41.1	40.46	3.35	11.16667	36	OK
11	37.5	37.11	4.03	13.43333	36	OK
10	33.9	33.08	4.47	14.9	36	OK
9	30.3	28.61	4.59	15.3	36	OK
8	26.7	24.02	4.8	16	36	OK
7	23.1	19.22	4.86	16.2	36	OK
6	19.5	14.36	4.51	15.03333	36	OK
5	15.9	9.85	3.95	13.16667	36	OK
4	12.3	5.9	3.53	11.76667	36	OK
3	8.7	2.37	2.37	7.9	36	OK
2	5.1	0	0	0	36	OK
1	0	0	0	0	36	OK

Tabel 5.5-8 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai m	Gempa Arah X				Ket.
		Simpangan Arah Y				
		U1	uei	ui	Ua1	
		Mm	mm	mm	mm	
A	B	C	D	E	F	G
13	44.7	5.12	0.48	1.6	36	OK
12	41.1	4.64	0.4	1.333333	36	OK
11	37.5	4.24	0.31	1.033333	36	OK
10	33.9	3.93	0.29	0.966667	36	OK
9	30.3	3.64	0.35	1.166667	36	OK
8	26.7	3.29	0.45	1.5	36	OK
7	23.1	2.84	0.58	1.933333	36	OK
6	19.5	2.26	0.62	2.066667	36	OK
5	15.9	1.64	0.62	2.066667	36	OK
4	12.3	1.02	0.59	1.966667	36	OK
3	8.7	0.43	0.43	1.433333	36	OK
2	5.1	0	0	0	36	OK
1	0	0	0	0	36	OK

Tabel 5.5-9 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai m	Gempa Arah Y				Ket.
		Simpangan Arah X				
		U1	uei	ui	Ua1	
		mm	mm	mm	mm	
A	B	C	D	E	F	G
13	44.7	25.12	1.47	4.9	36	OK
12	41.1	23.65	1.93	6.433333	36	OK
11	37.5	21.72	2.34	7.8	36	OK
10	33.9	19.38	2.61	8.7	36	OK
9	30.3	16.77	2.68	8.933333	36	OK
8	26.7	14.09	2.8	9.333333	36	OK
7	23.1	11.29	2.85	9.5	36	OK
6	19.5	8.44	2.64	8.8	36	OK
5	15.9	5.8	2.32	7.733333	36	OK
4	12.3	3.48	2.08	6.933333	36	OK
3	8.7	1.4	1.4	4.666667	36	OK
2	5.1	0	0	0	36	OK
1	0	0	0	0	36	OK

Tabel 5.5-10 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai m	Gempa Arah Y				Ket ·
		Simpangan Arah X				
		U1	uei	ui	Uai	
		mm	mm	mm	mm	
A	B	C	D	E	F	G
13	44.7	30.4	3.05	10.16667	36	OK
12	41.1	27.35	2.57	8.566667	36	OK
11	37.5	24.78	1.9	6.333333	36	OK
10	33.9	22.88	1.69	5.633333	36	OK
9	30.3	21.19	1.98	6.6	36	OK
8	26.7	19.21	2.61	8.7	36	OK
7	23.1	16.6	3.33	11.1	36	OK
6	19.5	13.27	3.67	12.23333	36	OK
5	15.9	9.6	3.6	12	36	OK
4	12.3	6	3.5	11.66667	36	OK
3	8.7	2.5	2.5	8.333333	36	OK
2	5.1	0	0	0	36	OK
1	0	0	0	0	36	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur Marvell City High School memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1. Perencanaan Elemen Struktur Primer

6.1.1. Balok Induk

6.1.1.1 Balok Induk Memanjang (Arah Sumbu X)

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil

WF 700 × 300 × 13 × 24

$$W = 184.87 \text{ kg/m} \quad r = 28 \text{ mm} \quad h_w = 700 - 2(24 + 28)$$

$$A = 215.5 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 6249 \text{ cm}^3 \quad = 596 \text{ mm}$$

$$t_w = 13 \text{ mm} \quad i_y = 7.08 \text{ cm} \quad b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm} \quad I_x = 201000 \text{ cm}^4$$

$$d = 700 \text{ mm} \quad I_y = 10800 \text{ cm}^4$$

- f. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_u = 57088.64 \text{ kgm} \quad f = 0.196 \text{ cm}$$

$$V_u = 24179.25 \text{ kg}$$

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

- g. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 6.25 < 10.96 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.85$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45.85 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm} \\ &= 156225 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 57088.64 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga

$$L_b = 198.75 \text{ cm.}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7.08 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 352.45 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_r \rightarrow 198.75 \text{ cm} \leq 352.45 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm} \\ &= 156225 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 57088.64 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- h. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.85 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 45.85 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (70 \times 1.3) \times 1.00 = 136500 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n & Vu \\ \emptyset V_n & = 0.9 \times 136500 \\ & = 122858 \text{ kg} > 24179.25 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

- i. Kontrol lendutan

$$L = 795 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{795}{360} = 2.21 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0.196 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.196 \text{ cm} \leq 2.21 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

6.1.1.2 Balok Induk Melintang (Arah Sumbu Y)

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 700 × 300 × 13 × 24

$$\begin{aligned} W &= 184.87 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h_w &= 700 - 2(24 + 28) \\ A &= 215.5 \text{ cm}^2 & Z_x &= 6249 \text{ cm}^3 & &= 596 \text{ mm} \\ t_w &= 13 \text{ mm} & i_y &= 7.08 \text{ cm} & b_f &= 300 \text{ mm} \\ t_f &= 24 \text{ mm} & I_x &= 201000 \text{ cm}^4 & & \\ d &= 700 \text{ mm} & I_y &= 10800 \text{ cm}^4 & & \end{aligned}$$

- a. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$Mu = 44697.51 \text{ kgm} \quad f = 0.356 \text{ cm}$$

$$Vu = 29301.62 \text{ kg}$$

$$Nu = 0 \text{ kg}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\left. \right\} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.96 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.85$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45.85 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm} \\ &= 156225 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 44697.51 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak antar *separator beam* sesuai tabel perencanaan bondex sehingga $L_b = 280 \text{ cm}$.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 7.08 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 352.45 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_r \rightarrow 280 \text{ cm} \leq 352.45 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm} \\ &= 156225 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \quad M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 44697.51 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.85 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 45.85 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (70 \times 1.3) \times 1.00 = 136500 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \quad Vu$$

$$\emptyset V_n = 0.9 \times 136500$$

$$= 122858 \text{ kg} > 29301.62 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 840 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{840}{360} = 2.33 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0.356 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.356 \text{ cm} \leq 2.33 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

6.1.2. Kolom

6.1.2.1 Kolom Lantai 1-4

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan komposit CFT dengan profil HSS 800 × 800 × 16 dan panjang kolom 510 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 d &= 800 \text{ mm} & I_x &= 514230 \text{ cm}^4 \\
 b_f &= 800 \text{ mm} & I_y &= 514230 \text{ cm}^4 \\
 t_w &= 16 \text{ mm} & i_x &= 32.01 \text{ cm} \\
 t_f &= 16 \text{ mm} & i_y &= 32.01 \text{ cm} \\
 A &= 501.76 \text{ cm}^2 & S_x &= 12856 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 14754 \text{ cm}^3 \\
 h &= 768 \text{ mm} \\
 f_y &= 250 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

$$P_u = 741145.44 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 39973.08 \text{ kgm}$$

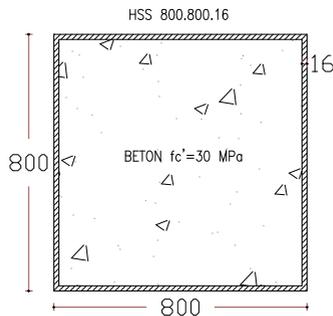
$$M_{uy} = 40391.62 \text{ kgm}$$

Bahan :

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Beton : } f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6.1-1 Penampang Kolom Komposit HSS 800.800.16

a. Kuat nominal tekan kolom komposit

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{501.76}{5898.24 + 501.76} \times 100\% = 7.84\% \geq 4\%$$

.....OK

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{\min} = 800 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 16 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \dots \text{OK!}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 16} = 25$$

$$\} _p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.92$$

$$\} \leq \} _p \rightarrow 25 \leq 63.92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 501.76 + 0.85 \times 300 (5898.24 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2758451.2 \text{ kg}$$

b. Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 16} = 25$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 31.68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 25 \leq 31.68 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 14754 = 36885000 \text{ kgcm}$
 $= 368850 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n = M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 368850$
 $= 331965 \text{ kgm}$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom- d_{balok}

$$L_b = 510 - 70 = 440 \text{ cm.}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 32.01 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{2500}} = 688.09 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 440 \text{ cm} \leq 688.09 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 14754 = 36885000 \text{ kgcm}$
 $= 368850 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n = M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 368850$
 $= 331965 \text{ kgm}$

c. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - r P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{f^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{r P_{story}}{P_{e_story}}}$$

- Arah sumbu X :
 - Kontrol momen terhadap beban gravitasi
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

M_1	= 1183.32 kgm
M_2	= 2573.37 kgm
C_m	= 0.416
P_{e1}	= 39025349.26 kg
B_1	= 0.42 < 1.0 maka digunakan 1.0
 - Kontrol momen terhadap beban lateral
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

P_{story}	= 13634205.62 kg
P_{e_story}	= 5222001422.567 kg
B_2	= 1.003 \geq 1.0 dapat dipakai
 - Momen terfaktor pada sumbu X

M_{rx}	= (1.0 \times 2573.37)+(1.003 \times 38269.94)
----------	--

$$= 41043.76 \text{ kgcm}$$

- Arah sumbu Y :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

$$M_1 = 368.7 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 801.81 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0.42$$

$$P_{e1} = 39025349.3 \text{ kg}$$

$$B_1 = 0.42 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0$$

- Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

$$P_{story} = 13634205.62 \text{ kg}$$

$$P_{e story} = 5222001422.567 \text{ kg}$$

$$B_2 = 1.001 \geq 1.0 \text{ dapat dipakai}$$

- Momen terfaktor pada sumbu Y

$$M_{ry} = (1.0 \times 801.81) + (1.003 \times 39909.12)$$

$$= 40815.4021 \text{ kgm}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = (741145.44) + (1.003 \times 39909.12)$$

$$= 781159.032 \text{ kgm}$$

d. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{w_c P_n} = \frac{781159.03}{0.90 \times 2482606.08} = 0.31 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{781159.03}{0.90 \times 2482606.08} + \frac{8}{9} \left(\frac{41043.75}{331965} + \frac{40815.4}{331965} \right) = 0.317$$

Hasil kontrol interaksi yaitu $0.317 \leq 1.00$, maka kolom dapat dipakai.

6.1.3. Bracing Sintem BRBF

Dalam analisa penampang BRB, yang di analisa pada steel core (baja inti). Hal ini dikarenakan baja ini yang dianggap menerima gaya aksial ataupun momen. Sedangkan chasing dan beton hanya berfungsi sebagai pengekang lateral baja inti (anti tekuk).

6.1.2.2 Kontrol Bracing BRB

Panjang pengaku (L) = 5.5137 m. pengaku direncanakan menggunakan BRB dengan Luas steel core 42.75 cm^2 .

Adapun data-data profil cross section steel core (baja inti) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A &= 42.75 \text{ cm}^2 & W &= 33.56 \text{ kg/m} \\ i_x &= 3.16 \text{ cm} & i_y &= 3.16 \text{ cm} \\ b_{sc} &= 15 \text{ cm} & t_{sc} &= 1.5 \text{ cm} \\ I_x &= 425.67 \text{ cm}^4 & I_y &= 425.67 \text{ cm}^4 \\ r &= 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari hasil output SAP2000 untuk batang tarik dan tekan maksimum didapat pada frame 1289 lantai 12 pada kombinasi Envelope dengan nilai :

$$P_u \text{ max} = 98907.1 \text{ kg}$$

$$L = 5.5137 \text{ m}$$

a. Kontrol Tekan

- Kontrol Rasio Tebal terhadap lebar elemen tekan

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{150}{15} = 10$$

$$\lambda_p = 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 12.73$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 13.75 \leq 12.73 \rightarrow \text{penampang non-langsing}$$

- Kontrol Kelangsingan

$$\lambda_{\max} = \frac{KL}{i_y} = \frac{1 \times 551.37}{3.16} = 174.48$$

$$\lambda_p = 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 133.42$$

$$\frac{KL}{i_y} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \text{maka nilai } F_{cr}, \text{ ditentukan sebagai}$$

berikut: $F_{cr} = 0.877 F_e$

Dimana nilai F_e , adalah $F_e = \frac{f^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$$F_e = \frac{f^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{f^2 2 \times 10^6}{(174.48)^2} = 648.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \times 648.39 = 568.63$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 42.75 \times 568.39 = 24309.28 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot P_n &= P_u \\ \emptyset \cdot P_n &= 0.9 \times 24309.28 \\ &= 21878.35 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekuatan Rencana

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot P_{ysc} &= 0.95 f_{ysc} A_{sc} \\ &= 0.95 \times 2500 \times 42.75 \\ P_{max} &= 101531.25 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kontrol Tarik

• Kondisi Leleh

$$P_n = w A_g F_y = 0.9 \times 42.75 \times 2500 = 96187.5 \text{ kg}$$

• Kondisi Putus

$$P_n = w A_e F_u = 0.75 \times 0.75 \times 42.75 \times 4100 = 98592.19 \text{ kg}$$

$$T_{max} = 98592.19 \text{ kg}$$

c. Perhitungan dan

$$\begin{aligned} S &= \frac{P_{max}}{T_{max}} \\ &= \frac{101531.25}{98592.19} \\ &= 1.03 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \check{S} &= \frac{T_{max}}{f_{ysc} A_{sc}} \\ &= \frac{98592.19}{2500 \times 42.75} \\ &= 0.92 \end{aligned}$$

d. Penyesuaian Kapasitas Kekuatan Tarik dan Tekan

$$\begin{aligned} P_{u \text{ Tarik}} &= \check{S} R_y P_{ysc} \\ &= 0.92 \times 1.5 \times 42.75 \times 2500 \\ &= 147487.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u \text{ Tekan}} &= s \check{S} R_y P_{ysc} \\ &= 1.03 \times 0.92 \times 1.5 \times 42.75 \times 2500 \\ &= 151912.13 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh kapasitas tekan hampir sama dengan kapasitas tarik. Hal ini menandakan bahwa desain sudah memenuhi untuk menjadikan elemen struktur BRB yang dapat mencegah terjadinya tekuk.

6.1.4. Perencanaan Sambungan

6.1.4.1 Sambungan Bresing BRBF

Sambungan pengaku pada sistem BRB direncanakan menggunakan baut tipe tumpu Ø20 mm HTB A325. Ukuran pelat 125 x 15 mm BJ 41.

BRB (300x300mm²)

Lebar BRB = 200 mm

Panjang baja inti = 150 mm

Tebal baja inti = 15 mm

$A_{\text{baja inti}} = 4275 \text{ mm}^2$

- Kekuatan yang dibutuhkan sambungan pengaku

$$\begin{aligned}
 P_u &= s \bar{S} R_y P_{y_{sc}} \\
 &= 1.03 \times 0.92 \times 1.5 \times 42.75 \times 2500 \\
 &= 151912.13 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_u \text{ max} = 98907.1 \text{ kg}$$

- Kekuatan Baut

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 V_d &= W f_{mv} A_b m \\
 &= 0.75 \times 4570 \times (0.25 \times f \times 2.0^2) \times 2 \\
 &= 21535.62 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 R_d &= W 2.4 d_b t_p f_u^p \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 2.0 \times 2 \times 4100 \\
 &= 29520 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut :

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_{u\max}}{R_d} \\ &= \frac{151912.13}{21535.62} \\ &= 7.05 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sambungan batang BRB dengan gusset plate dipasang 8 buah baut HTB A325.

- Kontrol Gusset Plate

Gusset plate menggunakan BJ 55

Tebal plat = 15 mm

Kuat Rencana Leleh :

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot P_n &= \emptyset f_y A_g \\ &= 0.9 \times 4100 \times (75 \times 1.5) \\ &= 415125 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Kuat Rencana Putus :

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot P_n &= \emptyset f_u A_e \\ &= 0.9 \times 5500 \times (75 \times 1.5 \times 1) \\ &= 556875 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol syarat $\emptyset P_n > P_u$

415125 kg > 151912.13 kg.....**OK**

- Sambungan Las Gusset Plate dengan kolom

Dipakai las F_{E70xx} (ksi)

Tegangan putus las = 70 x 70.33 = 4923.1 kg/cm²

Direncanakan tebal efektif las (te) = 1 cm

A_{las} = 1.5 x 75 x 1 = 112.5 cm²

$$f_v = \frac{151912.13}{112.5} = 1350.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$w f_n = 0.75 \times 0.6 \times 4923.1 = 2215.4 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol

$$f_v \leq W f_n$$

$$1350.33 \text{ kg/cm}^2 \leq 2215.4 \text{ kg/cm}^2 \text{OK}$$

$$t_e \geq \frac{f_v}{W f_n} \rightarrow \frac{1350.33}{2215.4} = 0.61 \text{ cm} < 1 \text{ cmOK}$$

$$a \geq \frac{t_e}{0.707} \rightarrow \frac{1}{0.707} = 1.41 \text{ cm}$$

Syarat : a max dan a min

$$\text{tebal plat } 15 \text{ mm} \begin{cases} a_{\min} \geq 6 \text{ mm} \\ a_{\max} \leq (15 - 1.1) = 13.9 \text{ mm} \end{cases}$$

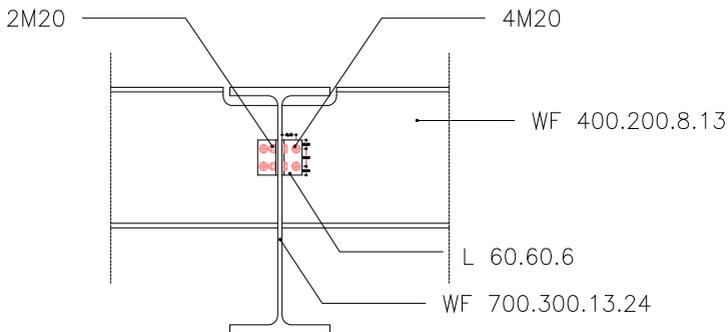
$$a_{ef \max} = 1.41 \frac{4100}{70 \times 70.33} \times 1.5 = 1.76 \text{ cm}$$

$$a = 1.41 \text{ mm} \begin{cases} > a_{\min} \\ < a_{\max} \\ < a_{ef \max} \end{cases} \rightarrow \text{dipakai } a = 12 \text{ mm}$$

6.1.4.2 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.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak parkir sebesar $V_u = 10450.87$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $60 \times 60 \times 6$



Gambar 6.1-2 Sambungan Balok Anak dengan Balok induk

- Sambungan siku dengan balok anak
 Direncanakan :
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)
 Kuat geser baut
 $\varnothing.V_n = \varnothing \hat{r}_1 \hat{f}_u \hat{m} \hat{A}_b$
 $= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.131$
 $= 6997.9 \text{ kg}$ (menentukan !)
 Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \hat{2,4} \hat{d}_b \hat{t}_p \hat{f}_u$
 $= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$
 $= 7084.8 \text{ kg}$

$$n = \frac{10450.87}{6997.9} = 1.45, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok induk dengan siku
Direncanakan :
 \varnothing baut = 12 mm ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$)
Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\varnothing.Vn &= \varnothing \hat{r}_1 \hat{f}_u \hat{m} \hat{A}_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.131 \\ &= 6997.9 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\varnothing.Rn &= \varnothing \hat{2.4} \hat{d}_b \hat{t}_p \hat{f}_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 1.2 \times 4100 \\ &= 10627.2 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{20901.74}{6997.9} = 2.98, \text{ dipasang 4 buah}$$

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$\begin{aligned}A_g &= 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}^2 \\ \varnothing.f_y.A_g &= 0.9 \times 2500 \times 12 \\ &= 27000 \text{ kg} > 10450.87 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

Kontrol patah

$$\begin{aligned}\varnothing_{\text{lubang}} &= 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13.5 \text{ mm} \\ &= 1.35 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_1 \\ &= (L - n \varnothing_{\text{lubang}}) \cdot t_1 \\ &= (10 - 2 \times 1.35) \times 1.2 \\ &= 8.76 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varnothing.f_u.A_{nv} &= 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 8.76 \\ &= 16162.2 \text{ kg} > 10450.87 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

6.1.4.3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Struktur

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 2626.8$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $40 \times 40 \times 4$

- Sambungan siku dengan balok utama tangga

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ 50 } (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \hat{r}_1 \hat{f}_u \hat{m} \hat{A}_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 5000 \times 2 \times 0.503 \\ &= 1884.96 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \hat{2.4} \hat{d}_b \hat{t}_p \hat{f}_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{2626.8}{1884.96} = 1.39, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ 50 } (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

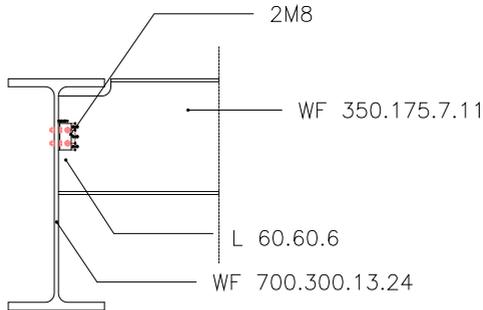
Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \hat{r}_1 \hat{f}_u \hat{m} \hat{A}_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 5000 \times 1 \times 0.503 \\ &= 924.48 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.Rn &= \phi \hat{1} 2.4 \hat{1} db \hat{1} tp \hat{1} fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{2626.8}{924.48} = 2.84, \text{ dipasang 4 buah}$$



Gambar 6.1-3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi.fy.A_g &= 0.9 \times 2500 \cdot 8 \\ &= 18000 \text{ kg} > 2626.8 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

Kontrol patah

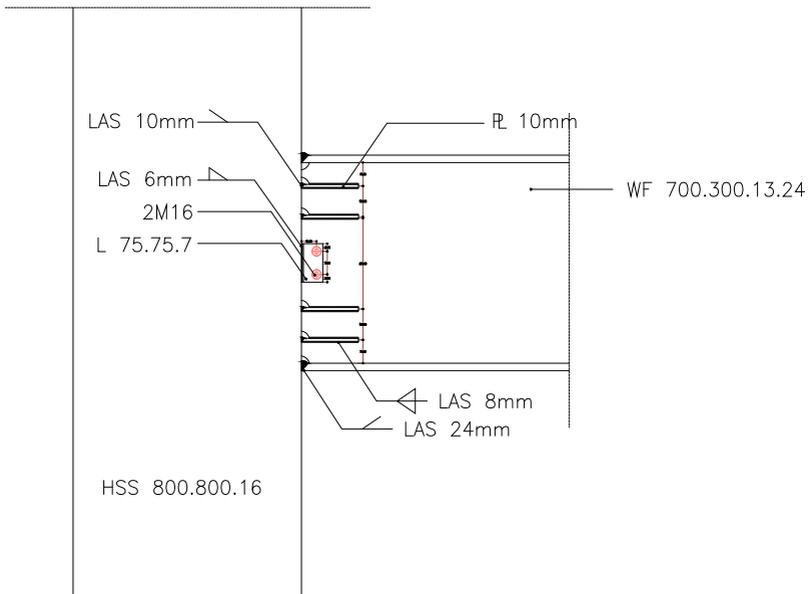
$$\begin{aligned}\phi_{\text{lubang}} &= 8 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9.5 \text{ mm} \\ &= 0.95 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_1 \\ &= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_1 \\ &= (10 - 2 \times 0.95) \times 0.8 = 6.48 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi.fu.A_{nv} &= 0.75 \times 0.4 \times 4100 \times 6.48 \\ &= 7970.4 \text{ kg} > 2626.8 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

6.1.4.4 Sambungan Balok dengan Kolom

Sambungan menghubungkan balok profil WF 700.300.13.24 dengan kolom komposit CFT dengan profil HSS 800.800.16 dengan mutu inti beton = 30 MPa. Sambungan direncanakan dengan las dengan ketentuan gaya dalam sesuai Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).



Gambar 6.1-4 Sambungan Balok dengan Kolom

Sambungan pen tipe geser dipasang sebagai penumpu beban mati balok dan beban pekerja saat proses pengelasan.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

V_D	$= (185 \times 8.15)/2$	$= 753.88 \text{ kg}$
V_L	$= 100/2$	$= 50.00 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.2D + 1.6L \\
 &= (1.2 \times 753.88) + (1.6 \times 50.00) \\
 &= 984.65 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol leleh pada plat sambung

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu baja plat sambung} &= \text{BJ41} \\
 \text{Diameter baut} &= 16 \text{ mm} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \\
 \text{Ketebalan plat sambung} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Panjang plat sambung} &= 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol panjang tekuk } Kl/r \leq 25, f_{cr} = f_y$$

$$\begin{aligned}
 W_y V_n &= 1.00(0.6)f_y t L \\
 &= 1.00 \times (0.6) \times 2500 \times 1.00 \times 20.00 \\
 &= 30000.00 \text{ kg} > 984.65 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol patah pada plat sambung

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1.5 \text{ mm})t \\
 &= (1.00 \times 12.50) - 2.00 \times (1.60 + 0.15) \times 1.00 \\
 &= 9.00 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_y V_n &= 0.75(0.6)f_u A_{nv} \\
 &= 0.75 \times (0.6) \times 4100 \times 9.00 \\
 &= 16605.00 \text{ kg} > 984.65 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol geser baut

$$\begin{aligned}
 W R_n &= W n f_u^u A_b \\
 &= 0.75 \times 2 \times 8250 \times 2.01 \\
 &= 24873.75 \text{ kg} > 984.65 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned}
 1.2l_c &= 1.2 \times (2.50 - 1.6 / 2) \\
 &= 2.04 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2.4d_b &= 2.4 \times 1.60 \\
 &= 3.84 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu :

$$\begin{aligned} WR_n &= Wl.2L_c t_f u \\ &= 2 \times 0.75 \times 1.2 \times 2.04 \times 1.00 \times 4100 \\ &= 15055.2 \text{ kg} > 984.65 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las $w = 5 \text{ mm}$ (bagian paling tipis yaitu 10 mm) dan mutu las F_{e100XX}

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0.50) \times 12.50 \\ &= 8.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal :

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0.6F_{EXX} \left(1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta \right) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 4219.80 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} WR_{nw} &= 0.75F_{nw}A_{we} \\ &= 0.75 \times 4219.80 \times 8.84 \\ &= 27977.27 \text{ kg} > 984.65 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

- a. Sambungan rigid dengan alat sambung las dipasang sebagai penumpu beban aktual.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

Gaya geser dari SAP 2000

$$V_u = 24179.25 \text{ kg}$$

Gaya geser dari ketentuan AISC 341-05 pasal 11.2

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{2[1.1R_y(f_y Z_x)]}{L} \\ &= \frac{2[1.1 \times 1.5 \times (2500 \times 6249)]}{815} \\ &= 63256.75 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

- Momen yang bekerja pada sambungan

Momen dari SAP 2000

$$M_u = 57088.64 \text{ kgm}$$

Momen dari ketentuan AISC 341-05 pasal 11.2

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1R_y (f_y \times Z_x) \\ &= 1.1 \times 1.5 \times (2500 \times 6249) \\ &= 25777125 \text{ kgcm} \\ &= 257771.25 \text{ kgm (menentukan)} \end{aligned}$$

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u d_{\max}}{\sum d^2} \\ &= \frac{25777125 \times 70}{10^2 + 20^2 + 50^2 + 60^2 + 70^2} \\ &= 156904.24 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX} .

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0.707 \times 1.6) \times 30.00 \\ &= 33.94 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul :

$$\begin{aligned} \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times (100 \times 70.33) \times 33.94 \\ &= 179025.12 \text{ kg} > 156904.24 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 4R_{nh} \\ &= 4 \times 179025.12 \text{ kg} \\ &= 716100.06 \text{ kg} > 63256.75 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{WR_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{WR_{nh}}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{63256.75}{716100.06}\right)^2 + \left(\frac{156904.24}{179025.12}\right)^2 = 0.776 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!}$$

6.1.4.5 Sambungan Kolom dengan Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan pada lantai dasar pada posisi dinding berbresing *BRB* menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{c100XX} . Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.

- Gaya aksial pada sambungan

$$P_u = s \check{S} R_y P_{y_{sc}} + P_u (1.2D + 1.6L)$$

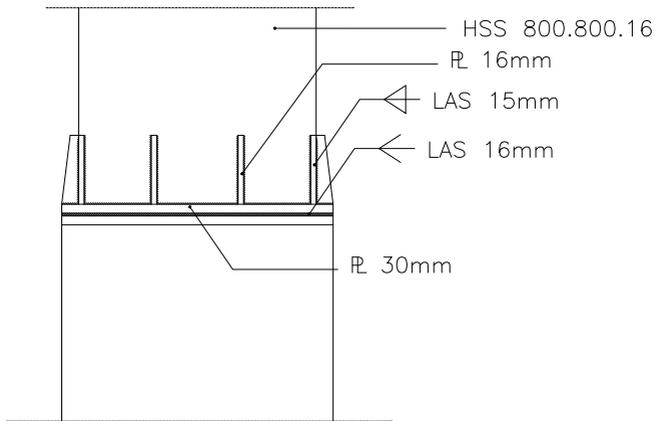
Nilai P_u diperhitungkan berdasarkan perhitungan sebelumnya $P_u = 151912.13 + 368610.93 = 520523.06 \text{ kg}$

- Momen pada sambungan

$$\begin{aligned} M_u &= 0.5(0.9 M_{pc}) \\ &= 0.5(0.9 \times 368850) \\ &= 165982.2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya geser pada sambungan

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{\sum M_{pc}}{H} \\ &= \frac{1}{2}(2 \times 368850) \\ &= 5.1 \\ &= 68305.56 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 6.1-5 Sambungan Kolom dengan Kolom

- Sambungan las pada kolom
Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil kolom HSS 800.800.16.

Kontrol tegangan las akibat P_u dan M_u :

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{M_u \pm P_u}{d_c} \\
 &= \frac{68305.56}{0.8} \pm 520523.06 \\
 &= 605905.01 \text{ kg (tekan) menentukan !} \\
 &= 435141.11 \text{ kg (tekan)}
 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh :

$$\begin{aligned}
 F_{nw} = f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \\
 \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times 4100 \times (1.6 \times 320)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1574400 \text{ kg} \\
 \left(\frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 &\leq 1.0 \\
 \left(\frac{68305.5}{1574400} \right)^2 + \left(\frac{605905.01}{1574400} \right)^2 &= 0.15 \leq 1.0 \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

6.1.4.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Plat sambung yang digunakan yaitu dengan ketebalan $t_p = 65 \text{ mm}$. Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar adalah :

$$P_u = 741145.44 \text{ kg (dari gaya aksial Kolom)}$$

$$V_u = 11441.96 \text{ kg (dari gaya geser Kolom)}$$

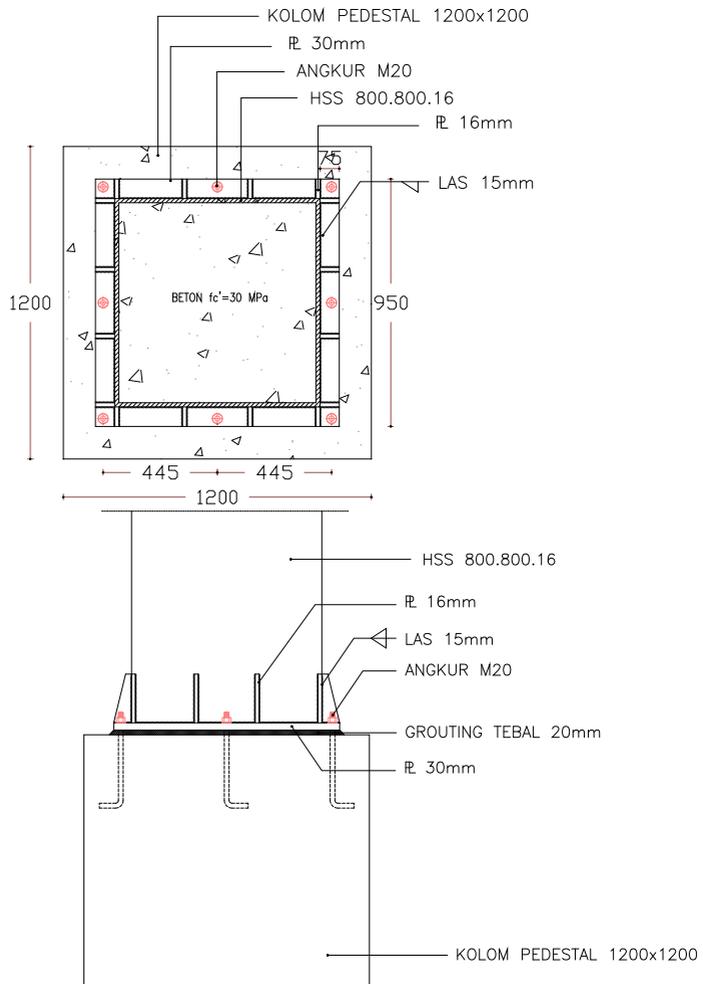
$$M_u = 40391.62 \text{ kgm (dari momen Kolom)}$$

Ketentuan gaya geser dari AISC 341-05 pasal 8.5

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{2R_y f_y Z_x}{H} \\
 &= \frac{2 \times 1.5 \times 2400 \times 14754}{510}
 \end{aligned}$$

$$= 208291.76 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.1R_y f_y Z \\
 &= 1.1 \times 1.5 \times 2400 \times 14754 \\
 &= 58425840 \text{ kgcm} \\
 &= 584258.40 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.1-6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate
Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil HSS 800.800.16 dengan asumsi $t_e = 1.00$ cm sehingga didapat :

$$A_w = 4 \times (1 \times 80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666.67 \text{ cm}^4$$

$$S = (bxd) + \left(\frac{d^2}{3}\right) = (80 \times 80) + \left(\frac{80^2}{3}\right)$$

$$= 8533.33 \text{ cm}^3$$

$$f_{uw} = W0.6F_{e100XX}$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times (100 \times 70.33)$$

$$= 3164.85 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol tegangan las akibat P_u :

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$= \frac{741145.44}{320} + \frac{40391.62}{8533.33}$$

$$= 2320.81 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol tegangan las akibat V_u :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$= \frac{11441.96}{320} + \frac{40391.62}{8533.33}$$

$$= 40.49 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol tegangan las total :

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2}$$

$$= \sqrt{2320.81^2 + 40.49^2}$$

$$= 2321.16 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol tebal kaki las :

$$\begin{aligned} t_e &= f_{total} / f_{uw} \\ &= 2321.16 / 3164.85 \\ &= 0.73 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= t_e / 0.707 \\ &= 0.73 / 0.707 \\ &= 1.04 \text{ cm} \end{aligned}$$

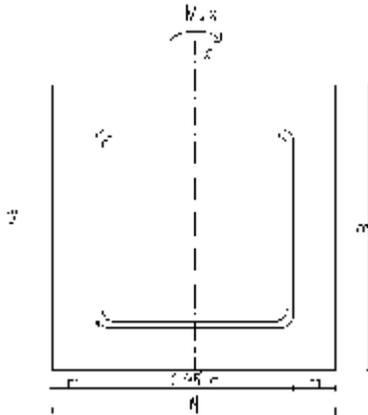
Kontrol syarat tebal kaki las:

Tebal minimum = $t_{sirip} = t_p = 65 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} W_{eff(max)} &= 1.41 \frac{f_u}{F_{e100XX}} t_p \\ &= 1.41 \cdot \frac{4100}{100.70,33} \cdot 6,5 = 5,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai las dengan $w = 15 \text{ mm}$

- Perhitungan *base plate*



Gambar 6.1-7 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Direncanakan diameter baut = 22 mm

Direncanakan Dimensi Baseplate 95x95 cm ($A_2=9025 \text{ cm}^2$),

$$\begin{aligned} f_{p,\max} &= W_c 0.85 f_c' \\ &= 0.65 \times 0.85 \times 30 \\ &= 16.58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 16.58 \times 950 = 15751 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} e_{kritis} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\max}} \\ &= \frac{950}{2} - \frac{7411454.4}{2 \times 15751} \\ &= 239.73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{403916200}{7411454.4} = 54.59 \text{ mm} < e_{kritis} = 239.73 \text{ mm}$$

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.

jika $f = 540 \text{ mm}$ adalah jarak baut angkur ke as kolom, maka penyelesaian untuk mencari Y adalah :

$$Y = \frac{P_u}{q_{\max}}$$

$$Y = \frac{7411454.4}{15751} = 470.54 \text{ mm}$$

Sisi desak : pelat kantilever $m = 75 \text{ mm} < Y = 470.54 \text{ mm}$, maka tebal pelat landasan untuk memikul gaya reaksi beton adalah :

$$f_p = \frac{P_u}{BY} = \frac{7411454.4}{950 \times 470.51} = 16.58 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{f_y}}$$

$$t_p \geq 1.5 \times 75 \sqrt{\frac{16.58}{250}} = 28.97 \text{ mm}$$

Maka tebal pelat landasan yang dipakai 30 mm.

Gaya pada angkur adalah

Dipakai baut angkur A307 Ø22 mm ($f_u = 60 \text{ ksi} = 4219.8 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$$\begin{aligned} W_f \cdot V_n = V_d = W_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 4219,8 \cdot (1/4 \cdot 2 \cdot 2^2) \cdot 1 \\ = 4812.25 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_f \cdot R_n = R_d = 2,4 W_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ = 2,4 \cdot 0,75 \cdot 2,5 \cdot 3 \cdot 4100 \\ = 48708 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser V_{ux} dan V_{uy})

$$n = \frac{V_{uy}}{W_f \cdot V_n} = \frac{11441.96}{4812.25} = 2,38$$

dipakai 8 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi.

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
= 33 mm s/d 220 mm

Pakai S1 = 60 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
= 27,5 mm s/d 360 mm

Pakai S2 = 60 mm

Jarak baut (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 66 mm s/d 450 mm

Pakai S = 440 mm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1. Umum

Pondasi adalah komponen struktur pendukung bangunan yang berada di posisi paling bawah dan berfungsi meneruskan beban struktur atas ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemakaian pondasi dalam bergantung pada kekuatan tanah yang ada. Jika penggunaan pondasi dangkal tidak cukup kuat menahan beban struktur di atasnya, maka digunakan pondasi dalam. Umumnya pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti apartemen, hotel dll. Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), lain sebagainya.

Pondasi yang akan direncanakan pada Marvell City High School ini memakai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Wika Beton. Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan dan perencanaan poer (pile cap).

7.2. Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah dimana suatu struktur akan dibangun. Sehingga kita bisa merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data hasil penyelidikan dilapangan. Adapun data tanah yang telah tersedia dilapangan data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT).

7.3. Kriteria Desain

Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang PC Spun Pile.
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :
 - Dimensi = D400 mm
 - Class = A2
 - Luas beton = 930 cm²

Sumber : PT.Wika Beton

7.4. Daya Dukung Tanah

7.4.1. Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30.00 m.

$$\begin{aligned}
 \blacksquare Q &= Q_p + Q_s \\
 \blacksquare Q_p &= q_p \hat{A}_p \\
 &= (N_p \hat{K}) \hat{A}_p \\
 &= (25.00 \times 40) \times 0.093 \\
 &= 91.2 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

N_p = Harga SPT pada ujung tiang

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = tegangan di ujung tiang

- $Q_s = (N_{av} \hat{A} A_s)/5$

$$N_{av} = \frac{6 + 7 + 20 + 18 + 18 + 20 + 22 + 24 + 25}{9}$$

$$= 17.78 \text{ blow/foot}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

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

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= DL = .0,4.30 = 37.7 \text{ m}^2$$

- $Q_s = (N_{av} \times A_s)/5$
= (17.78 x 37.7)/5
= 134.04 ton

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

$$P_{ijin(tiang)} = \frac{Q}{SF} = \frac{(91.2 + 134.04)}{3} = 75.08 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

7.4.2. Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Pada saat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah grup, daya dukungnya akan mengalami modifikasi karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Modifikasi ini dibedakan menjadi 2 sebab yaitu :

1. Pengaruh grup pada saat pelaksanaan pemancangan tiang pondasi
2. Pengaruh grup akibat sebuah beban yang bekerja.

Untuk perhitungan daya dukung tiang pondasi grup harus dikalikan koefisien efisiensi.

$$Q_{\text{grup}} = Q_{l \text{ (1 tiang)}} \times n \times C_e$$

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan} (r / S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

- Q_{grup} = Daya dukung tiang pondasi grup
 $Q_{l \text{ 1 tiang}}$ = Daya dukung 1 tiang pondasi
 n = Jumlah tiang pondasi dalam satu grup
 C_e = Koefisien efisiensi
 = diameter tiang pondasi
 S = Jarak as ke as antar tiang
 m = Jumlah baris

Apabila jarak antar tiang pancang dalam grup $\geq 3D$, efisiensi daya dukung tiang tidak perlu diperhitungkan.

7.4.3. Repartisi beban-beban diatas tiang kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_{\text{max}}}{\sum y^2}$$

Dimana :

P_v = Beban vertikal ekuivalen

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

x^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

y^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

7.5. Perhitungan Pondasi Kolom

7.5.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi

Wika Beton), didapat : $\bar{P}_{\text{tiang}} = 121.10$ ton.

- Daya dukung tanah :

$\bar{P}_{\text{tiang}} = 75.08$ ton

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 48.7 ton.

Perhitungan jarak tiang $D = 0.4$ m

$2.5D \leq S \leq 3D$ dengan S = jarak antar tiang

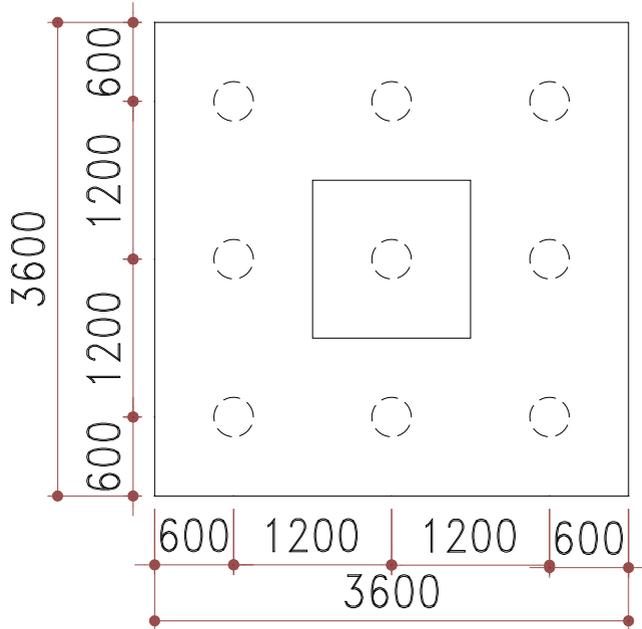
$100 \leq S \leq 120$ dipakai $S = 120$ cm

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 60$ dipakai $S = 60$ cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1.20 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7.5-1 Pondasi Tiang Pancang Kolom

Karena jarak antar tiang pancang = $3D$, maka efisiensi tiang pondasi dalam grup tidak diperhitungkan.

7.5.2. Perhitungan repartisi beban di atas tiang kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom bangunan sekolah, diperoleh:

Tabel 7.5-1 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	584468.12	601550.78	602670.84
Mx	-384.37	16018.98	8534.46
My	-210.36	2321.97	15047.22
Hx	-239.27	9971.67	5312.62
Hy	130.94	1707.3	9628.64

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 6 \times (1.20)^2 = 8.64 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 6 \times (1.20)^2 = 8.64 \text{ m}^2$$

$$P_{D+L} = \frac{584468.12}{9} + \frac{384.37 \times 1.2}{8.64} + \frac{210.36 \times 1.2}{8.64}$$

$$= 65023.5 \text{ kg (menentukan)}$$

$$P_{D+L+Ex} = \frac{601550.78}{9} + \frac{16018.98 \times 1.2}{8.64} + \frac{2321.97 \times 1.2}{8.64}$$

$$= 69386.33 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+Ey} = \frac{602670.84}{9} + \frac{8534.46 \times 1.2}{8.64} + \frac{15047.22 \times 1.2}{8.64}$$

$$= 70238.66 \text{ kg (menentukan)}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 65023.5 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 75080.00 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 70238.66 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1.5 \times 75080.00 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 70238.66 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 112620.00 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

7.5.3. Perencanaan poer pada kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

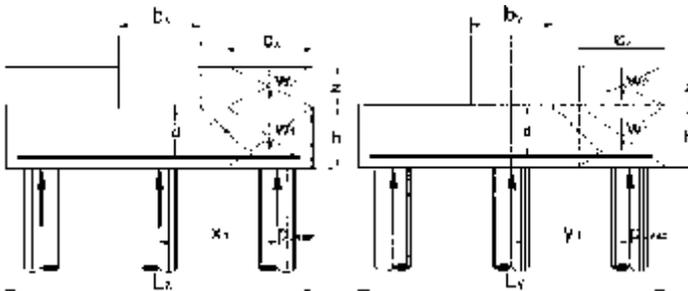
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang) = 75.08 ton
 - Jumlah tiang pancang = 9 buah
 - Dimensi poer = $3.60 \times 3.60 \times 1.20$ m
 - Mutu beton (f_c') = 30 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 400 MPa
 - Diameter tulangan = 22 mm
 - Selimut beton = 75 mm
 - Tinggi efektif (d)
- $$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 1114 \text{ mm}$$
- $$d_y = 1200 - 75 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 1092 \text{ mm}$$

7.5.4. Kontrol geser ponds

- Tinjauan Geser Arah X dan Arah Y (Simetris)

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.



Gambar 7.5-2 Geser Ponds Satu Arah

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 0.1 \text{ m}$

Tebal efektif pile cap $d = h - d' = 1.2 - 0.1 = 1.1 \text{ m}$

Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar $c_x = (L_x - b_x - d) / 2 = 0.65 \text{ m}$

$$W_1 = c_x * L_y * h * w_c$$

Berat beton $= 0.65 * 3.6 * 1.2 * 2400$

$$= 6739.2 \text{ kg}$$

$$W_2 = c_x * L_y * z * w_s$$

Berat tanah $= 0.65 * 3.6 * 0.8 * 1800$

$$= 3369.6 \text{ kg}$$

Gaya geser

$$V_u = 3 * P_{u \max} - W_1 - W_2$$

$$= 3 * 75080 - 6739.2 - 3369.6$$

$$= 215131.2 \text{ kg}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan $b = L_x = 3.6 \text{ m}$

S_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi

$$\text{terpendek (daerah beban terpusat)} = \frac{1200}{1200} = 1$$

Kuat geser pile cap diambil dari nilai terkecil V_c ,

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{S_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3600 \times 1100$$

$$= 10844906.64 \text{ N}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 3600 \times 1100$$

$$= 5422453.32 \text{ N}$$

$$w V_c = 0.6 \times 5422453.32 = 3253471.99 \text{ N}$$

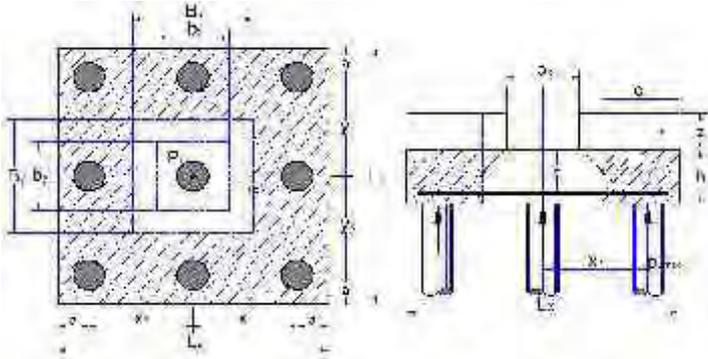
$$= 325347.2 \text{ kg}$$

Gaya pada P_u tiang pancang = 215131.2 kg

$$wVc = 325347.2 \text{ kg} > P_u = 215131.2 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- **Tinjauan Geser Dua Arah**



Gambar 7.5-3 Geser Ponds dua arah

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 0.1 \text{ m}$

Tebal efektif pilecap $d = h - d' = 1.2 - 0.1 = 1.1 \text{ m}$

Lebar bidang geser pons arah x, $B_x = b_x + d = 1.2 + 1.1 = 2.3 \text{ m}$

Lebar bidang geser pons arah y, $B_y = b_y + d = 1.2 + 1.1 = 2.3 \text{ m}$

Gaya geser pons $P_{uk} = 741145.44 \text{ kg}$

$$A_p = 2 * (B_x + B_y) * d$$

Luas bidang geser pons $= 2 * (2.3 + 2.3) * 1.1$

$$= 10.12 \text{ m}^2$$

$$b_p = 2 * (B_x + B_y)$$

Lebar bidang geser pons $= 2 * (2.3 + 2.3)$

$$= 9.2 \text{ m}$$

S_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$(\text{daerah beban terpusat}) = \frac{400}{400} = 1$$

Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari pers. Berikut :

$$f_p = \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) x \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'}$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) x \frac{1}{6} x \sqrt{30}$$

$$= 2.739 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{3} x \sqrt{f_c'} = \frac{1}{3} x \sqrt{30}$$

$$= 1.826 \text{ MPa}$$

$$wVc = w * A_p * f_p$$

$$= 0.75 x 10.12 x 10^6 x 1.826$$

$$= 13851750 \text{ N}$$

$$= 1385175 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya Pu} = 741145.44 \text{ kg}$$

$$wVc = 1385175 \text{ kg} > P_{u \text{ max}} - P_{\text{ijin tiang}}$$

$$= 741145.44 - 70238.66$$

$$= 670906.78 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

7.5.5. Analisis daya dukung lateral

Perhitungan daya dukung lateral tiang digunakan rumusan Tomlinson untuk free headed pile :

$$H_u = \frac{M_u}{e + Z_f}$$

Dimana :

H_u = Daya dukung lateral tiang

M_u = $U \times Z$

U = Tegangan beton

Z = Section modulus

E = jarak antara lateral load bekerja dengan muka tanah

Z_f = 1.4 R (untuk stiff over consolidated)

Z_f = 1.8 T (untuk normally consolidated clay)

M_u = 500×5324.45
= 2662225 kgcm

e = 120 cm (tebal poer)

Karena tanah yang digunakan sebagai pondasi adalah lempung, maka faktor Z_f dipakai 1.8 T

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_1}}$$

E = $4700 \times \sqrt{50} = 33234.02 \text{ Mpa} = 332340.20 \text{ kg/cm}^2$

I = 106488.95 cm^4

n_1 = $7 \text{ ton/ft}^3 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

$$T = \sqrt[5]{\frac{332340.2 \times 106488.95}{0.25}}$$

$$= 169.89 \text{ cm}$$

Z_f = $1.8 \times 169.89 = 305.8 \text{ cm}$

H_u = $2662225 / (120 + 305.8)$
= 6252.29 kg

Gaya lateral tiang didapat dari hasil resultan antara gaya horizontal arah x dan arah y.

$$H_{\max} = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

$$= \sqrt{5312.62^2 + 9628.64^2}$$

$$= 10997.03 \text{ kg}$$

$$T_{\text{ltiang}} = H_{\max} / n$$

$$= 10997.03 / 9$$

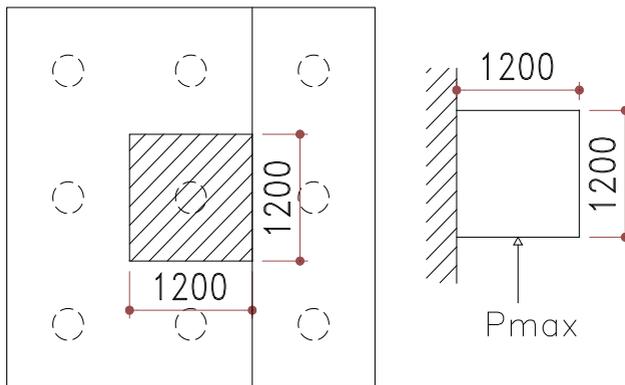
$$= 1221.89 \text{ kg}$$

$H_u > T_{\text{ltiang}}$

$6252.29 \text{ kg} > 1221.89 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$

7.5.6. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada *poer* didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.5-4 Analisis Poer Sebagai Balok Kantilever Kolom

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0.85f'_c} \\
 &= \frac{400}{0.85 \times 30} \\
 &= 15.69 \\
 \dots_{balance} &= \frac{0.85S_1f'_c}{f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \\
 &= 0.054
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dots_{\max} &= 0.75 \dots_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.054 \\
 &= 0.041 \\
 \dots_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\
 &= \frac{1.4}{400} \\
 &= 0.0035
 \end{aligned}$$

- Penulangan lentur arah X

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 69625.75 \text{ kg} = 69.63 \text{ ton} \\
 q &= 3.60 \times 1.20 \times 2.40 \\
 &= 10.37 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M &= (3 \times 69.63 \times 0.60) - (1/2 \times 10.37 \times 1.6^2) \\
 &= 117.87 \text{ tonm} = 117.87 \times 10^7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 1114 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 75 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 1092 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{wbd^2} \\
 &= \frac{117.87 \times 10^7}{0.8 \times 3600 \times 1114^2} \\
 &= 0.33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dots_u &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.33}{400}} \right) \\
 &= 0.00083
 \end{aligned}$$

$$\dots_u < \dots_{\min} \text{ dipakai } \dots_u = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0035 \times 3600 \times 1114 \\ &= 14036.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 7178.62 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 – 125

- Penulangan lentur arah Y

$$P_{max} = 69625.75 \text{ kg} = 69.63 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} q &= 3.60 \times 1.20 \times 2.40 \\ &= 10.37 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= (3 \times 69.63 \times 0.60) - (1/2 \times 10.37 \times 1.6^2) \\ &= 117.87 \text{ tonm} = 117.87 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d_y = 1200 - 75 - 1/2 \times 22 = 1114 \text{ mm}$$

$$d_x = 1200 - 75 - 22 - 1/2(22) = 1092 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{117.87 \times 10^7}{0.8 \times 3600 \times 1092^2} \\ &= 0.34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_u &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.34}{400}} \right) \\ &= 0.00086 \end{aligned}$$

$$\rho_u < \rho_{min} \text{ dipakai } \rho_u = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0035 \times 3600 \times 1114 \\ &= 14036.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 7178.62 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 – 125

7.5.7. Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil perhitungan struktur primer pada bab sebelumnya.

$$P_u = 741150.84 \text{ kg (dari gaya aksial Kolom)}$$

$$V_{ux} = 9635.83 \text{ kg (dari gaya geser Kolom)}$$

$$V_{uy} = 10669.83 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 37275.59 \text{ kgm (dari momen Kolom)}$$

$$M_{uy} = 33663.27 \text{ kgm}$$

- Data perencanaan kolom :

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

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

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

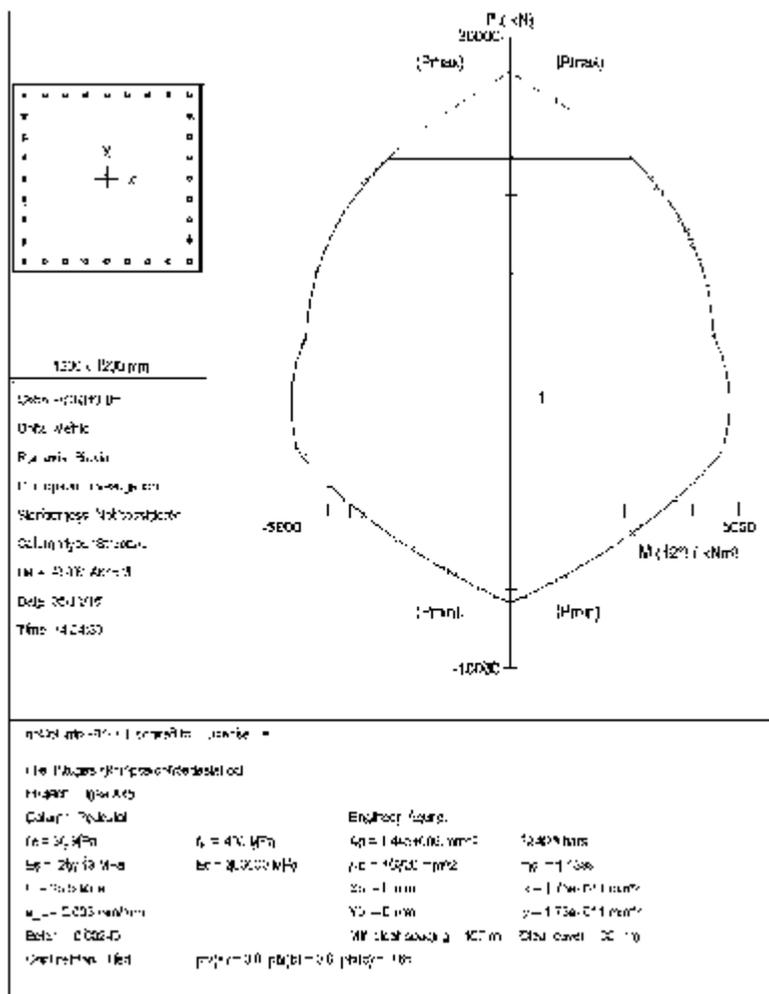
Selimut beton = 50 mm

Tulangan sengkang = D10 mm

Tulangan utama = D25 mm

$$\text{Tinggi efektif} = 1200 - (50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25) = 1127.5 \text{ mm}$$

- Penulangan Lentur pada Kolom
Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1.13 \%$



Gambar 7.5-5 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col

$$A_s = 0.0113 \times 1200 \times 1127.5$$

$$= 15288.9 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 32 D25, $A_s = 16320 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

- Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 10669.83 \text{ kg} = 106698.3 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 2 \left(1 + \frac{741150.84}{14 \times 1440000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1200 \times 1127.5$$

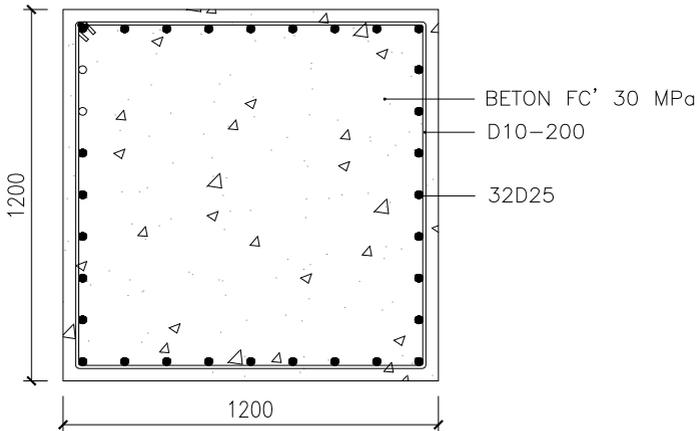
$$= 2561042.83 \text{ N}$$

$$wV_c = 0.6 \times V_c$$

$$= 0.6 \times 2561042.83$$

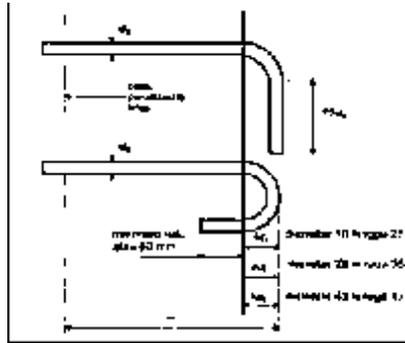
$$= 1536625.69 \text{ N} > V_u = 106698.3 \text{ N}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis $\text{Ø}10 - 200$, sengkang dua kaki.



Gambar 7.5-6 Penulangan Kolom Pedestal

- Penjangkaran Tulangan Kolom ke dalam Pile Cap
 Panjang penyaluran yang diperlukan untuk tulangan ulir D25
 berbentuk kait pada sisi bawah sebuah kolom beton normal.



Gambar 7.5-7 Standart Lewatan Kait

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.5.2 untuk batang ulir,

$$l_{dh} > \left(\frac{0.24 E_e f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) d_b$$

dengan e diambil sebesar 1,2 untuk tulangan dilapisi epoksi, dan e diambil sebesar 0,75 untuk beton ringan. Untuk kasus lainnya, e dan λ harus diambil sebesar 1,0.

$$l_{dh} > \left(\frac{0.24 E_e f_y}{\sqrt{f_c'}} \right) d_b$$

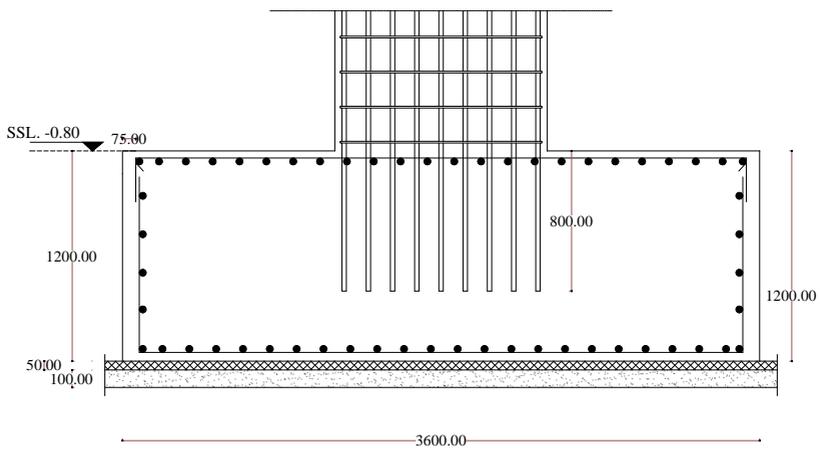
$$l_{dh} > \left(\frac{0.24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \right) 25$$

$$l_{dh} > 435,17 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$$

Panjang penjangkaran terpasang 1043.14 mm > 450 mmOK

Dan kait 12D = 12 x 25 = 300 mm

Kait terpasang 338 mm > 300 mmOK



Gambar 7.5-8 Detail Penjangkaran

7.5.8. Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:	b	= 400 mm
	h	= 600 mm
	A_g	= 240000 mm ²
Mutu bahan:	f'_c	= 30 MPa
	f_y	= 400 MPa
Selimut beton		= 50 mm
Tul. sengkang		= Ø12
Tul. utama		= D22
Tinggi efektif (d)		= 600 – (50 + 12 + ½ . 22)
		= 527 mm

- Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\begin{aligned} \text{Beban dinding } 1.2 \times 250.00 \times 4.00 &= 1200.00 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sloof } 1.2 \times 0.40 \times 0.60 \times 2400 &= \underline{691.20 \text{ kg/m}} \\ \text{Qu} &= 1891.20 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Panjang sloof = 8.15 m

$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 1891.20 \times 8.15^2 \\ &= 10468.19 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D(Vu) &= 1/2 \times q_u \times L = 1/2 \times 1891.20 \times 8.15 \\ &= 7706.64 \text{ kg} = 77066.4 \text{ N} \end{aligned}$$

- Penulangan tarik pada sloof

$$\begin{aligned} Mu &= 10468.19 \text{ kgm} = 104681900 \text{ Nmm} \\ D(Vu) &= 7706.64 \text{ kg} = 77066.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{V_u}{f_y} \\ &= \frac{77066.4}{400} \\ &= 192.67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A'_s &= 0.5A_s \\ &= 0.5 \times 192.67 \\ &= 96.33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{104681900}{0.8} \\ &= 130852375 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85f'_c} \\ &= \frac{400}{0.85 \times 30} \\ &= 15.69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{400} \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dots_{\max} &= 0.75 \dots_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \frac{0.85 f'_c S}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0.75 \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0243
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\
 &= \frac{130852375}{400 \times 527^2} \\
 &= 1.18
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dots_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.18}{400}} \right) \\
 &= 0.003
 \end{aligned}$$

$$\dots_u < \dots_{\min} \text{ dipakai } \dots_{\min} = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0.0035 \times 400 \times 572 \\
 &= 800.80 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1}' &= 0.50 \times A_s \\
 &= 400.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan tarik : } A_s + A_{s1} &= 192.67 + 800.80 \\
 &= 993.47 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik 5D16 ($A_s = 1005.31 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan : } A_s' + A_{s1}' &= 96.33 + 400.40 \\ &= 499.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4D16 ($A_s = 804.25 \text{ mm}^2$)

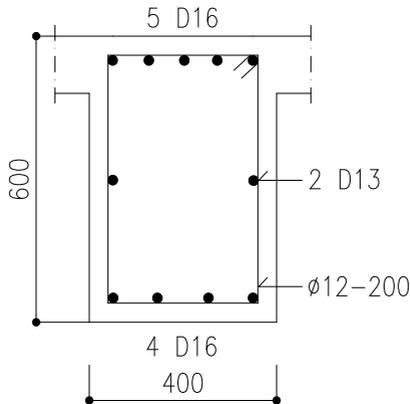
- Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 77066.4 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= 2 \left(1 + \frac{0.1 \times 7411508.4}{14 \times 240000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 400 \times 527 \\ &= 469760.44 \text{ N} > V_u = 77066.4 \text{ N} \end{aligned}$$

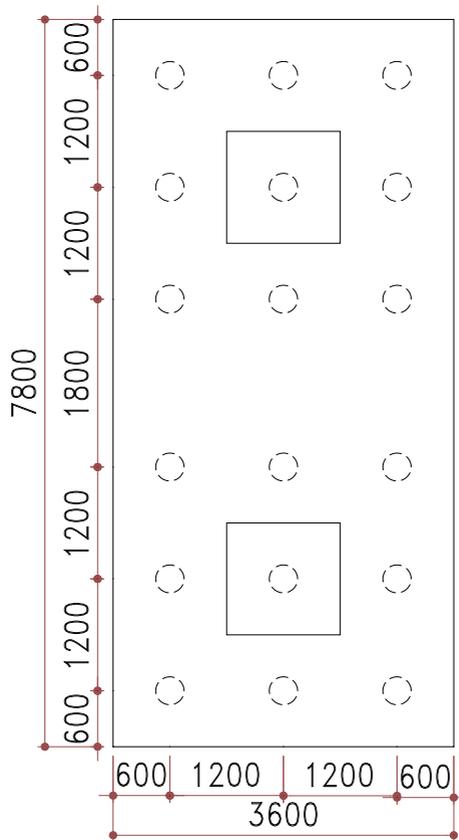
Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser $\emptyset 12 - 200$, sengkang 2 kaki.



Gambar 7.5-9 Penulangan Sloof

7.6. Pondasi Tiang Pancang Menahan Beban 2 Kolom

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom bangunan sekolah, diperoleh:



Gambar 7.6-1 Pondasi dengan 2 Kolom

Tabel 7.6-1 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah Arah X

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P₁	214867.59	537176.64	406959.78
M_{x1}	-818.46	1923.43	15016.83
M_{y1}	-1007.8	15697.55	8427.13
H_{x1}	2008.83	12483	7939.64
H_{y1}	508.04	2214.83	10365.3

Tabel 7.6-2 Hasil Analisis SAP2000 untuk Kolom Sekolah Arah Y

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P₂	431099.52	477776.93	471889.7
M_{x2}	922.36	17358.18	10047.67
M_{y2}	-1328.69	1286.64	13723.99
H_{x2}	574.16	10805.3	6254.58
H_{y2}	827.1	2455.12	10197.25

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Kontrol beban tetap

$$V_o = P_1 + P_2 = 214867.69 + 431099.52 = 645967.21 \text{ kg}$$

$$M_{x_o} = M_{x_1} + M_{x_2} = -818.46 + 922.36 = 103.9 \text{ kg}$$

$$M_{y_o} = -M_{y_1} + M_{y_2} - P_1 \cdot 2 + P_2 \cdot 2$$

$$= -1007.8 - 1328.69 - 214867,59 \cdot 2 + 431099,52 \cdot 2$$

$$= 430127.37 \text{ kgm}$$

Kontrol beban sementara

$$V_o = P_1 + P_2 = 537176.64 + 477776.93 = 1014953.57 \text{ kg}$$

$$M_{x_o} = M_{x_1} + M_{x_2} = 15016.83 + 17335.18 = 32352.01 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 My_o &= My_1 + My_2 - P_1 \cdot 2 + P_2 \cdot 2 \\
 &= 15697.55 + 13723.99 - 537176,64 \cdot 2 + 477776,93 \cdot 2 \\
 &= -89377,88 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum y_i^2 &= 6 \times (1.0)^2 + 6 \times (2.2)^2 + 6 \times (3.4)^2 = 104.4 \text{ m}^2 \\
 \sum x_i^2 &= 12 \times (1.2)^2 = 17.28 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{D+L} &= \frac{645967.21}{18} + \frac{103.9}{104.4} + \frac{430127.37}{17.28} \\
 &= 60779.69 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{D+L+E} &= \frac{1014953.57}{18} + \frac{32352.01}{104.4} - \frac{(-89377.88)}{17.28} \\
 &= 61868.53 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kontrol beban tetap

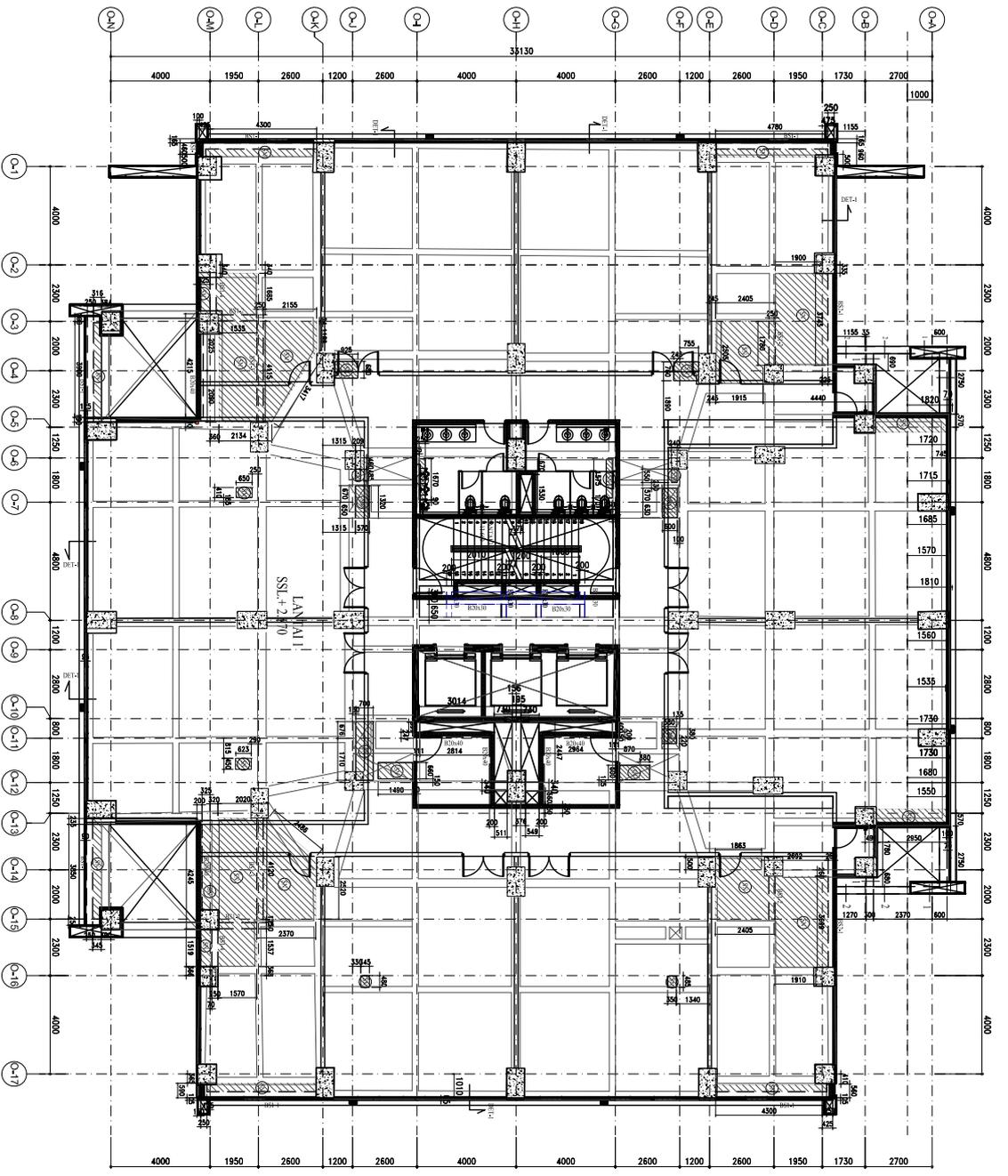
$$P_{\max} = 60779.69 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 75080.00 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 61868.53 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1.5 \times 75080.00 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 61868.53 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 112620.00 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”




 DENAH LANTAI TIPKAL 1-12
 1 : 275
 SKALA

 <p> INSTITUT UNIVERSITAS <small>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL</small> </p>	<p> JUDUL TUGAS AKHIR MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BEKCIKING RESTRAINED BRACED FRAMES </p>	<p> JUDUL GAMBAR DENAH </p>	<p> SKALA 1:275 </p>	<p> DIGAMBAR MAHASISWA : AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059 </p>	<p> DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUSANTO, ST. MT. PH.D NIP. 19702019980210002 DEDI KURNIA, ST. MT. PH.D NIP. 196030200310011002 </p>	<p> REVISI</p> <table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO. GBR</td> <td>JUMLAH BR</td> </tr> <tr> <td>ARS</td> <td>01</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH BR	ARS	01	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH BR										
ARS	01	29										



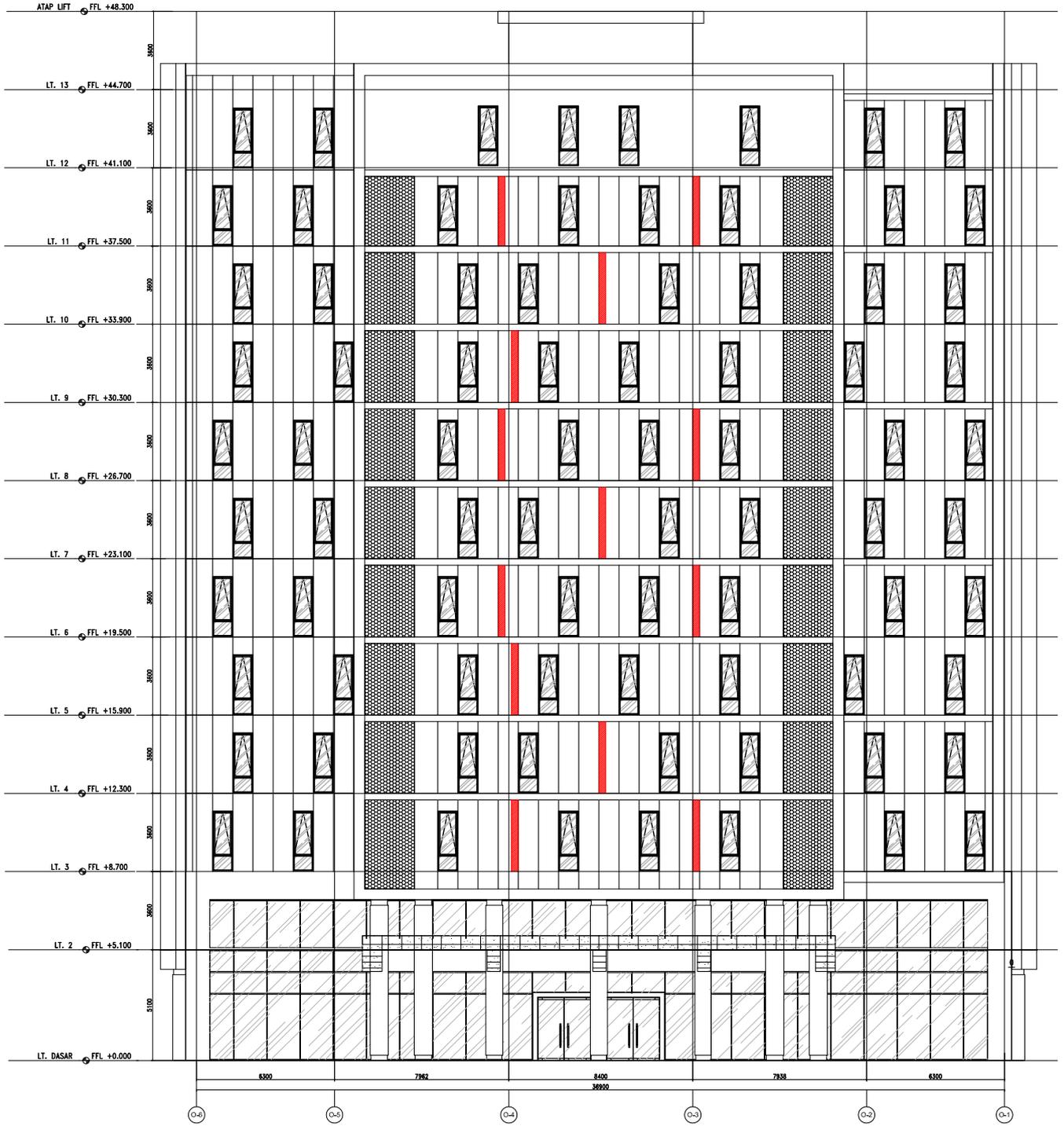
TAMPAK 1
LANTAI DASAR
SKALA 1 : 275

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p> <p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BEKCIKUNG RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>TAMPAK 1</p>	<p>SKALA</p> <p>1:275</p>	<p>DIGAMBAR</p> <p>MAHASISWA :</p> <p>ACUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059</p>	<p>DIPERIKSA</p> <p>DOSEN PEMBIMBING :</p> <p>BUDI SUWASTO, ST, MT, PH.D NRP. 19702019980210001 DANI BAWATI, ST, MT, PH.D NRP. 19802000001011002</p>	<p>REVISI</p> <table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO. GBR</td> <td>JUMLAH LBR</td> </tr> <tr> <td>A.RS</td> <td>02</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	A.RS	02	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
A.RS	02	29										



TAMPAK 4
LANTAI DASAR
SKALA 1 : 275

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS
	JUDUL TUGAS AKHIR
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BEKCIKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	JUDUL GAMBAR
	TAMPAK 2
1:275	SKALA
AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059	MAHASISWA :
DIAJI BAWATI, ST, MT, Ph.D NRP. 590834200200317002	DOSEN PEMBIMBING :
KODE GBR	REVISI
A.R.S	
NO. GBR	
03	
JUMLAH LBR	
29	



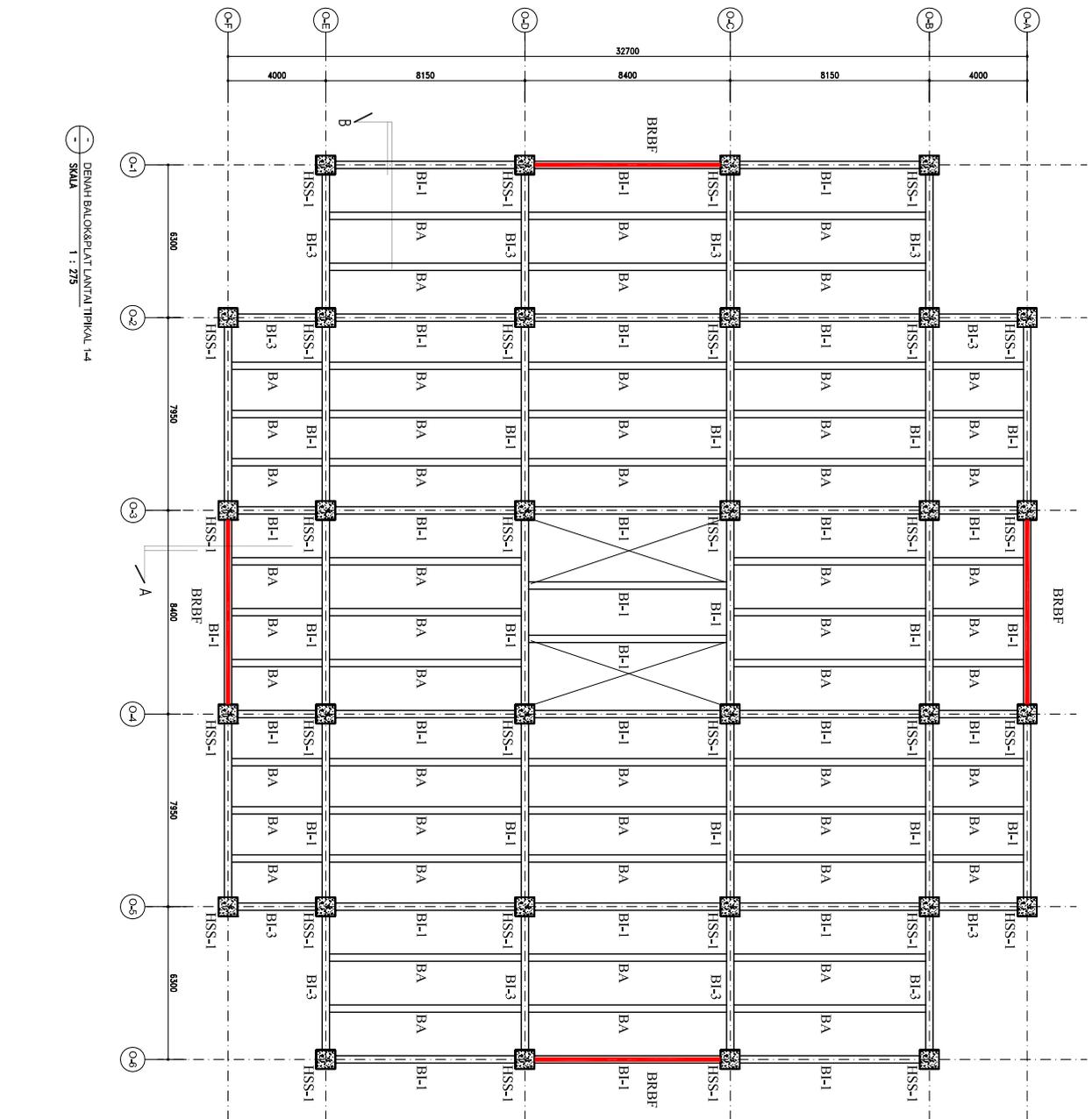
TAMPAK 3
LANTAI DASAR
SKALA 1 : 275

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p>
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>JUDUL / TUGAS AKHIR</p>
<p>TAMPAK 3</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>
<p>1:275</p>	<p>SKALA</p>
<p>AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059</p>	<p>DIGAMBAR MAHASISWA :</p>
<p>BUDI SURYANTO, ST, MT, PH.D NIP. 19700219980210001 DOKTERAN TEKNIK SIPIL, ST, MT, PH.D NIP. 196008042003111002</p>	<p>DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :</p>
<p>KODE GBR ARS</p>	<p>REVISI NO. GBR 04 Jumlah Bkr 29</p>



TAMPAK 2
LANTAI DASAR
SKALA 1 : 275

 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN	INSTITUT / UNIVERSITAS
	JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES	JUDUL GAMBAR
	TAMPAK 4
1:275	SKALA
MAHASISWA : AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059	DIGAMBAR
DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D OLEH RANITA, ST, MT, Ph.D NRP. 35080400000011002	DIPERIKSA
KODE GBR NO. GBR JUMLAH LBR	REVISI
A.R.S	05
	29

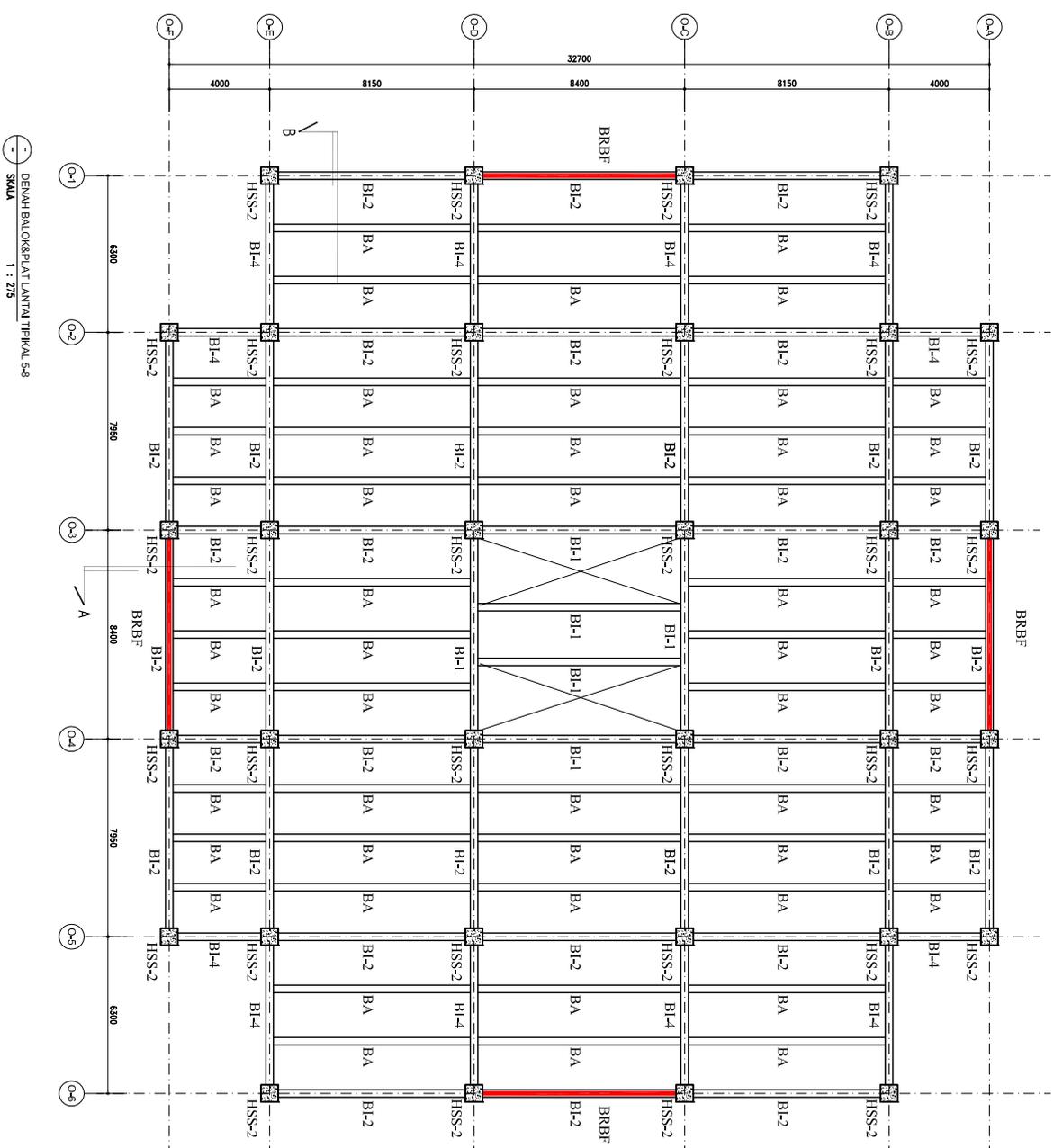


DENAH BALOK&PLAT LANTAI TIPIKAL 1-4
SKALA 1 : 275

KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI						
		MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES	DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL 1-4	1:275	AGUNG HADI SUPRABTO NRP 3114105059	DOKEN PEMBIMBING : BUDI SURYANTO, ST, MT, PhD NIP. 1970201998021002 DINA RANITA, ST, MT, PhD NIP. 1980040200301102	<table border="1"> <tr> <th>KODE GBR</th> <th>NO. GBR</th> <th>JUMLAH LBR</th> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>06</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	06	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR											
STR	06	29											

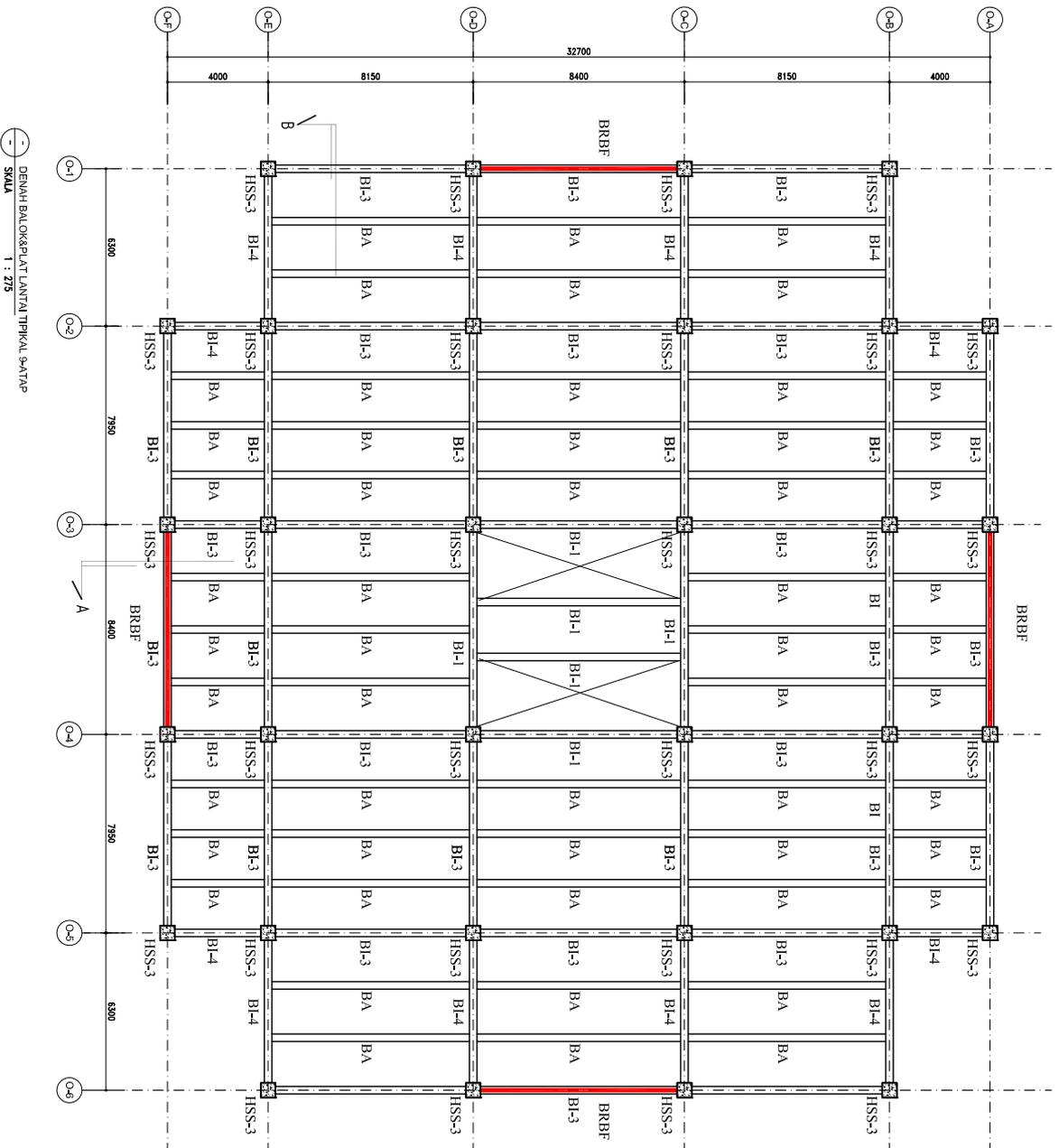


DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL S-8
SKALA 1 : 275

KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	<p>INSTITUT UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DI GAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>					
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL S-8</p>	<p>1:275</p>	<p>AGUNG HADI SUPRAPTO NRP 3114105059</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING : BUDI SURYANTO, ST, MT, PhD NIP. 1970201998021002 DITA RANITA, ST, MT, Ph.D NIP. 1980082000011002</p>	<table border="1"> <tr> <th>KODE GBR</th> <th>NO. GBR</th> <th>JUMLAH LBR</th> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>07</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	07	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
STR	07	29										

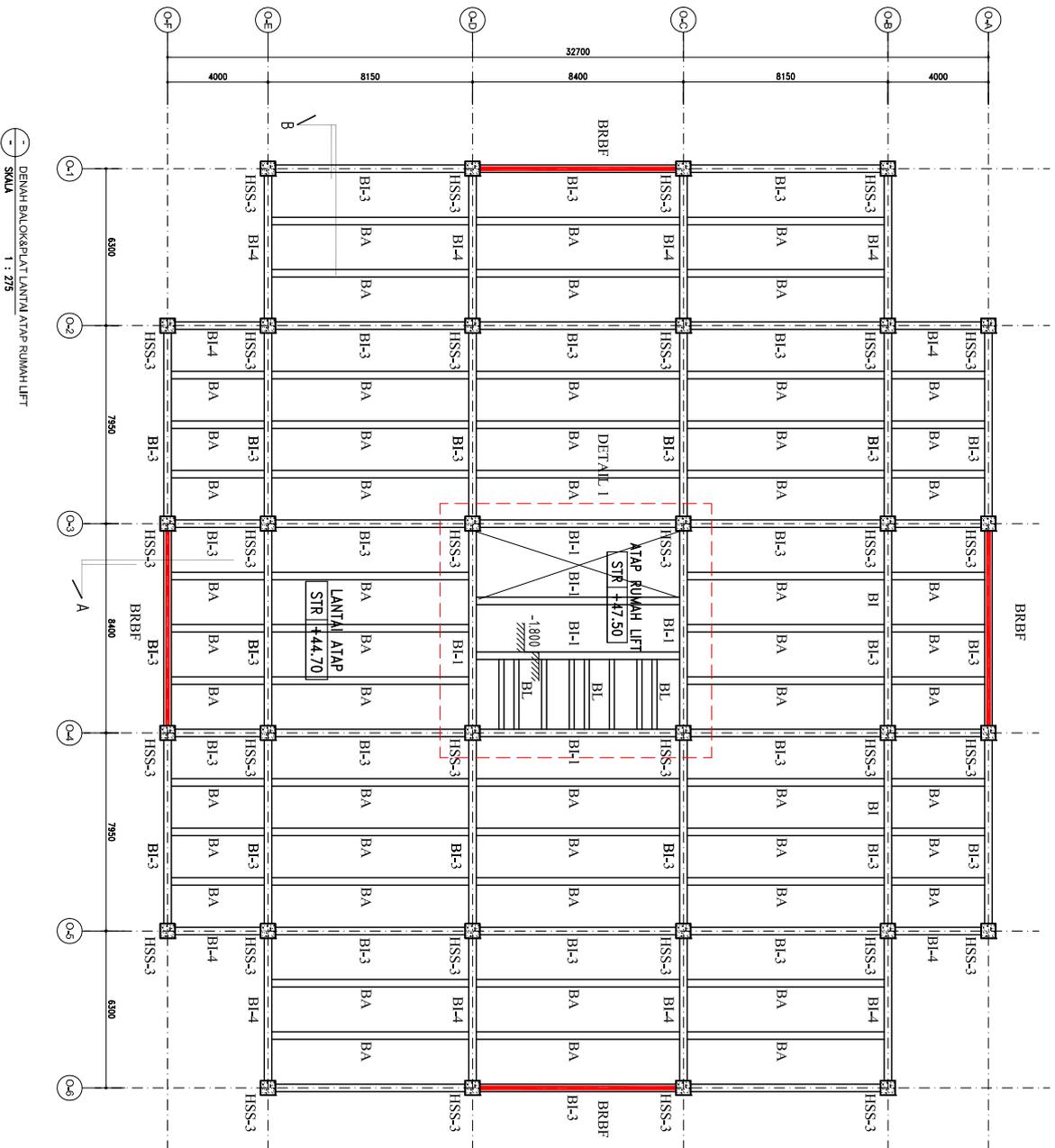


--- DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL 9-A-TAP
SKALA 1 : 275

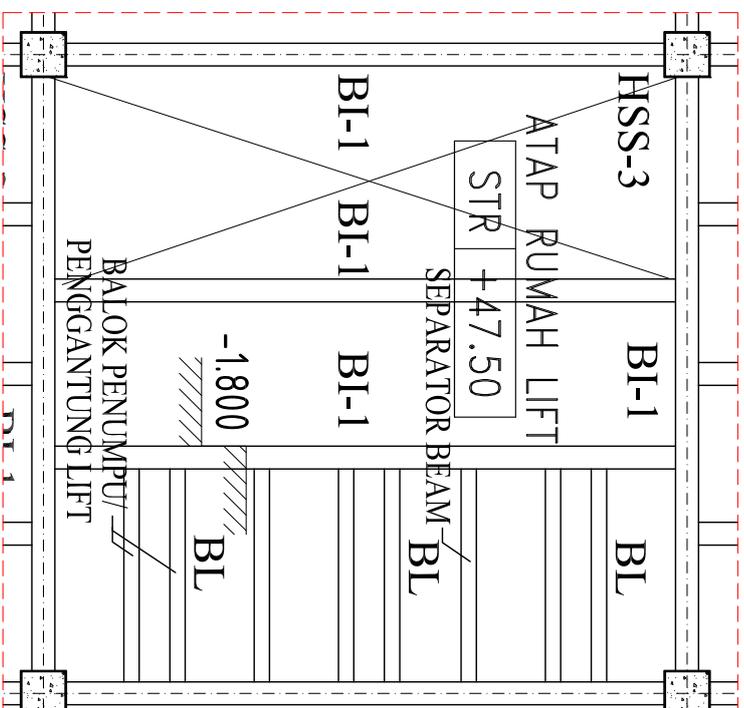
KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	ISC 150.150.15
BRB-2	ISC 175.175.15

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	<p>INSTITUT UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DIGAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>					
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL 9-A-TAP</p>	<p>1:275</p>	<p>AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059</p>	<p>BUDI SURWANTO, ST. MT. PH.D NRP. 17920219982002 DINA RANITA, ST. MT. PH.D NRP. 1908030003011002</p>	<table border="1"> <tr> <th>KODE GBR</th> <th>NO. GBR</th> <th>JUMLAH LBR</th> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>08</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	08	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
STR	08	29										



--- DENAH BALOK PLAT LANTAI ATAP RUMAH LIFT
 --- SKALA 1 : 275

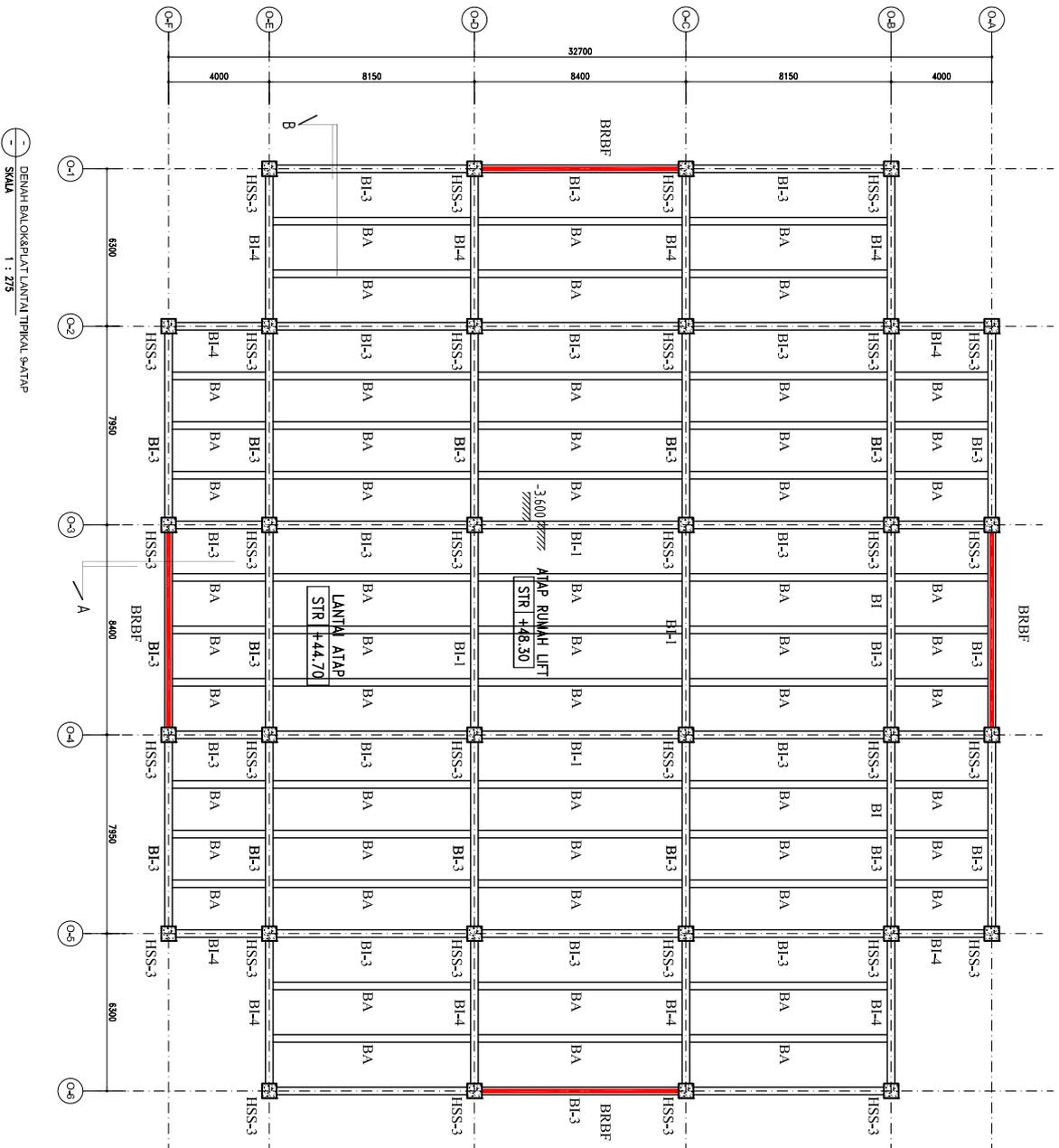


--- DETAIL 1
 --- SKALA 1 : 100

KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15
BL (LIFT)	WF 400.200.8.13

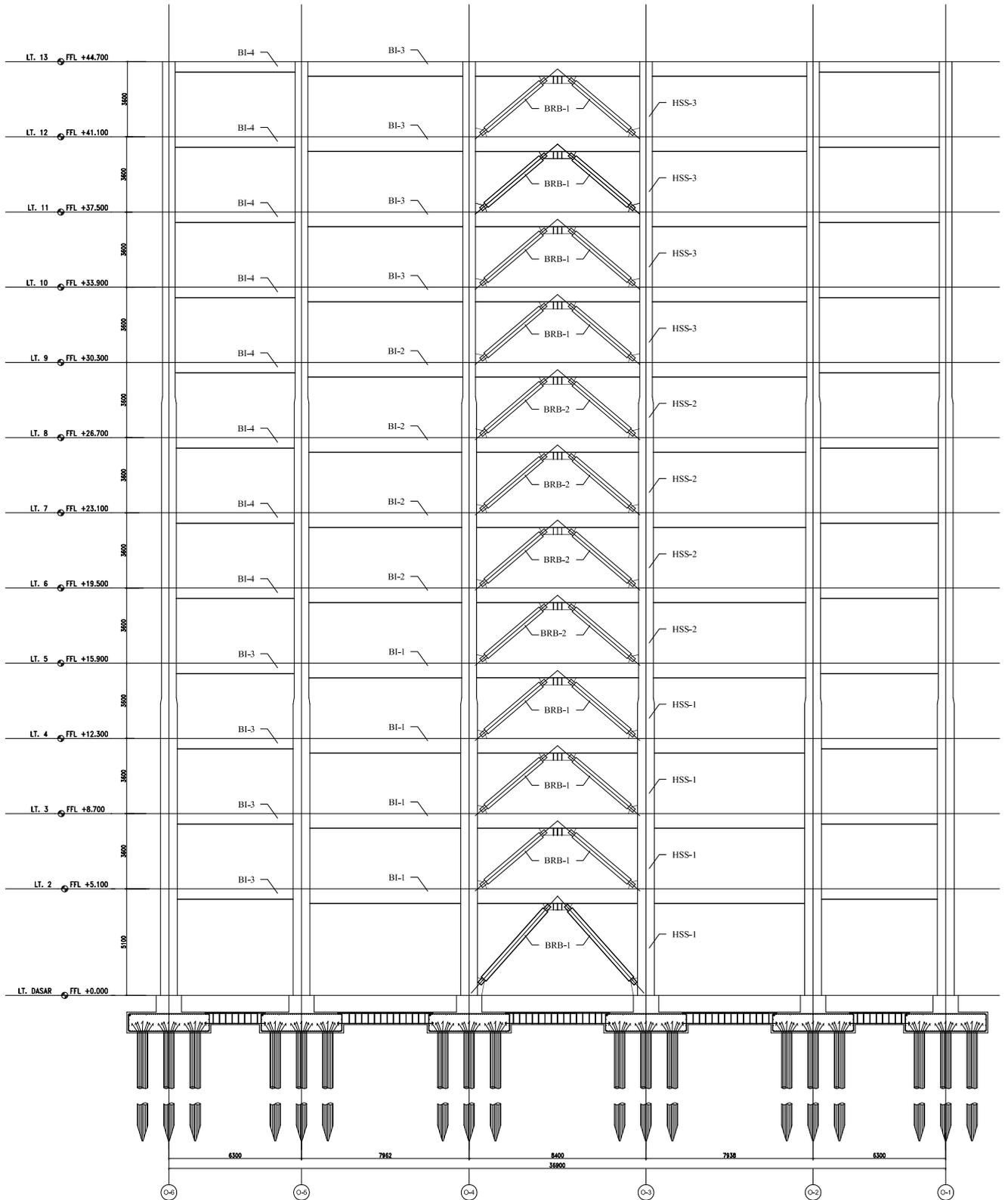
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER <small>PALING MUDA JUSWANA TEKNIK SERI</small></p>	INSTITUT / UNIVERSITAS
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	JUDUL / TUGAS AKHIR
<p>DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL 2-ATAP</p>	JUDUL GAMBAR
1:275	SKALA
<p>AGUNG HADI SUPRATNO NRP: 3114105059</p>	DIGAMBAR
<p>BUDI SURYANTO, ST, MT, PhD NRP: 1793021998021002 DINA RANITA, ST, MT, PhD NRP: 150903602001011002</p>	DIPERIKSA / DOSEN PEMBIMBING :
<p>KODE GBR</p>	REVISI
<p>STR</p>	<p>NO. GBR</p>
<p>09</p>	<p>JUMLAH BR</p>
<p>29</p>	



KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	ISC 150.150.15
BRB-2	ISC 175.175.15

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI						
		MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES	DENAH BALOK & PLAT LANTAI TIPIKAL 0-ATAP	1:275	AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SURYANTO, ST, MT, PhD NRP. 1792021998021002 DITA RANITA, ST, MT, PhD NRP. 1500300200301102	<table border="1"> <tr> <th>KODE GBR</th> <th>NO. GBR</th> <th>JUMLAH LBR</th> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>10</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	10	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR											
STR	10	29											



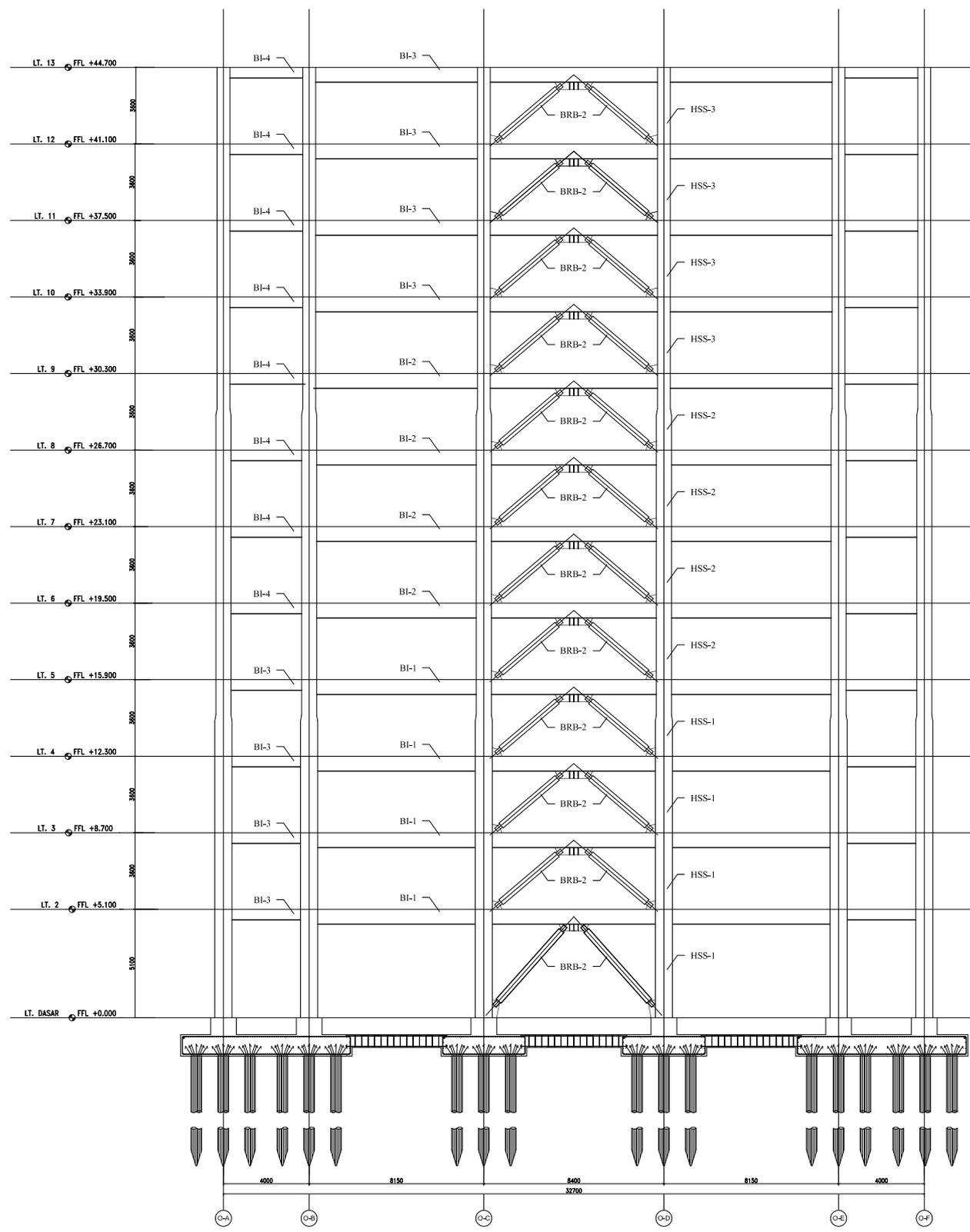
POTONGAN B-B
LANTAI DASAR
SKALA 1 : 200

KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS
	JUDUL TUGAS AKHIR
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BEKCIKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	JUDUL GAMBAR
	POTONGAN B-B
1:275	SKALA
AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059	DIGAMBAR
DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NRP. 1730201998021002 DANI BAWATI, ST, MT, PH.D NRP. 1500300200001002	DIPERIKSA
STR	KODE GBR
11	NO. GBR
29	JUMLAH LBR

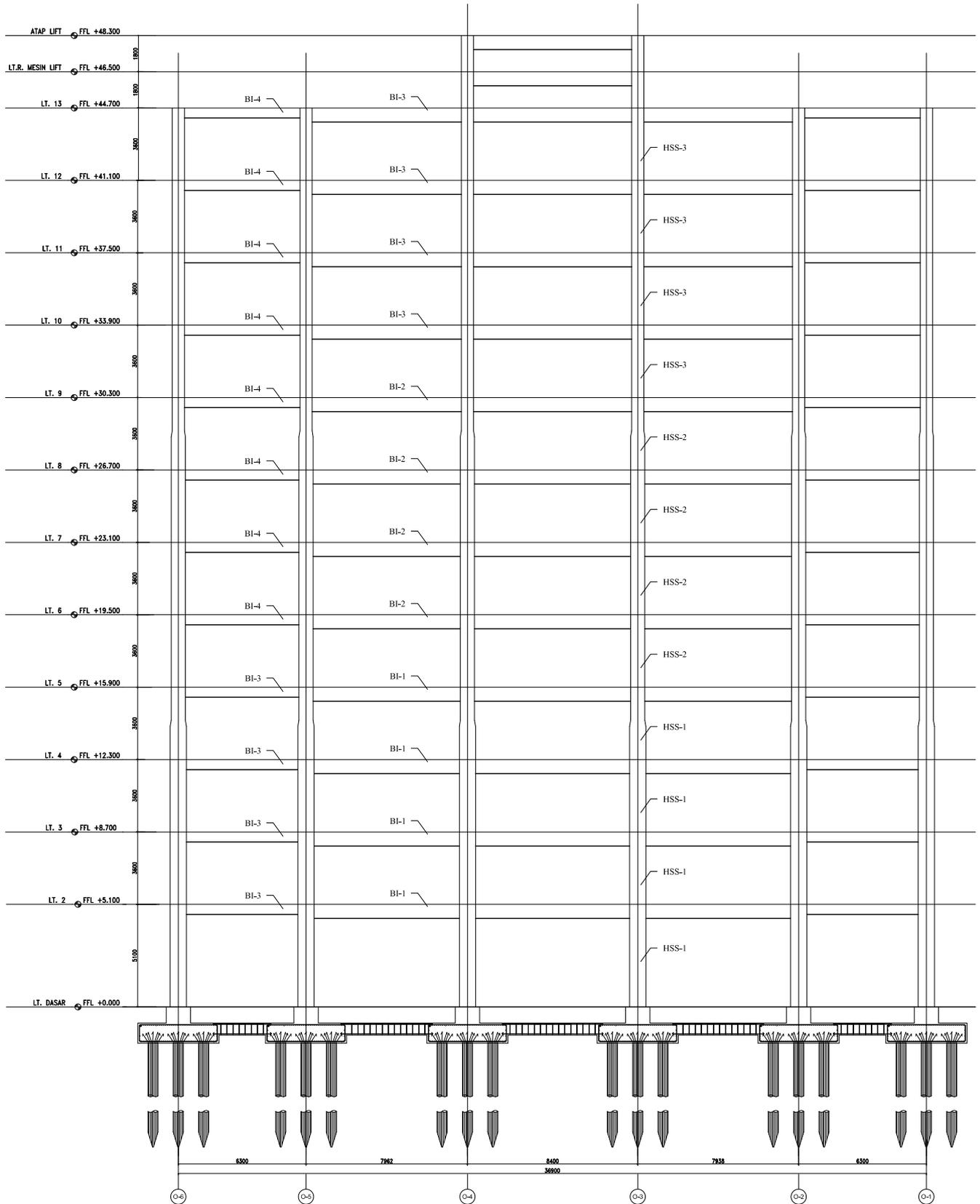
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	INSTITUT / UNIVERSITAS INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
	JUDUL TUGAS AKHIR MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BEKCIKING RESTRAINED BRACED FRAMES
POTONGAN A-A	JUDUL GAMBAR
1:275	SKALA
AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059	DIGAMBAR MAHASISWA :
BUDI SURYANTO, ST, MT, PH.D NRP. 179302199820002 DEWI RAHMATI, ST, MT, PH.D NRP. 15080302003011002	DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :
STR	REVISI
KODE GBR NO. GBR JUMLAH LBR	12 26



POTONGAN A-A
 LANTAI DASAR
 SKALA 1 : 200

KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

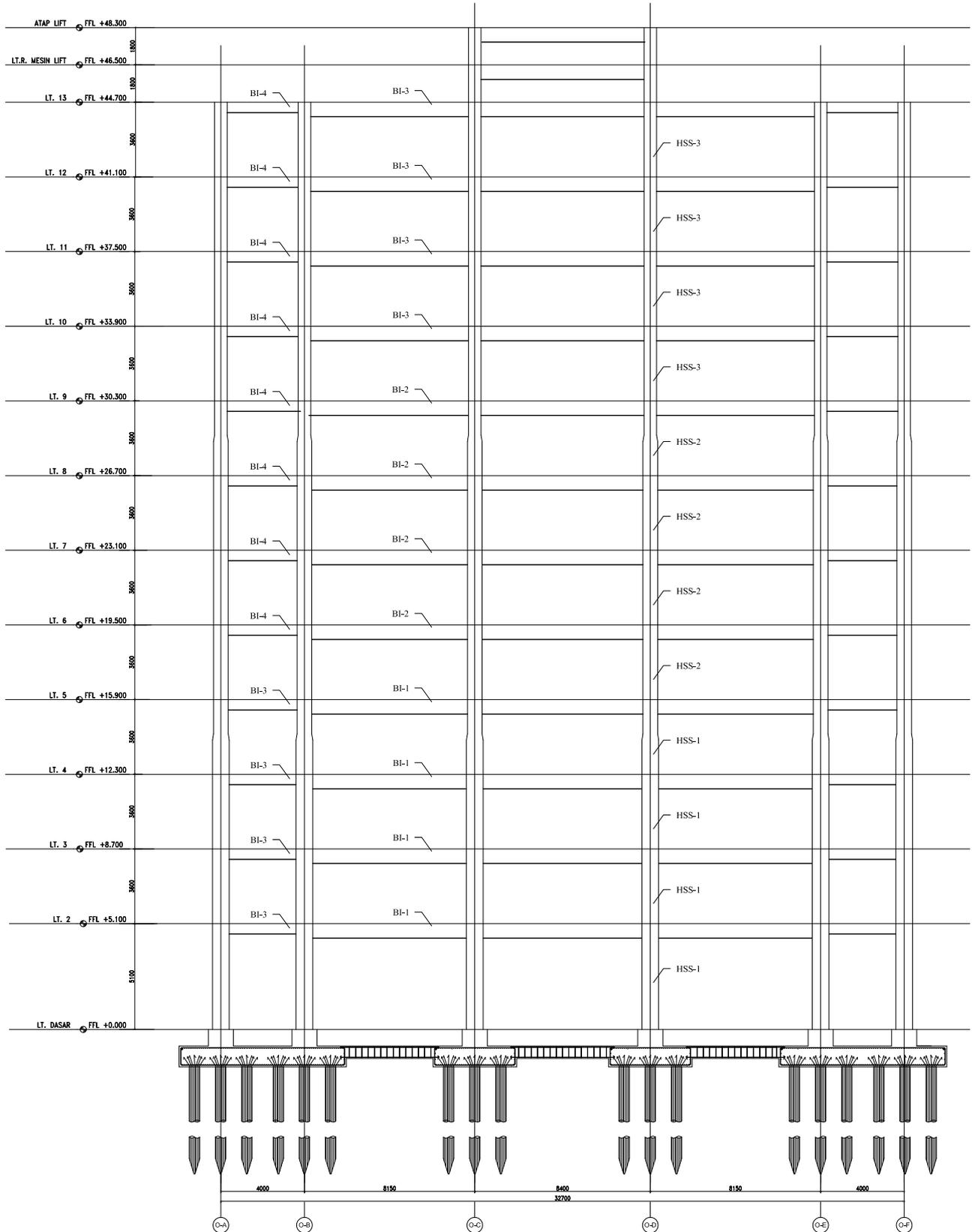


KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

PORTAL O-D
SKALA 1 : 275

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS	
	JUDUL TUGAS AKHIR	
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	JUDUL GAMBAR	
	PORTAL O-D	
1:275	SKALA	
AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059	DIGAMBAR	
DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NRP. 19120219980210002 DINA RANITA, ST, MT, PH.D NRP. 1908200200311002	DIPERIKSA	
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR
STR	13	29

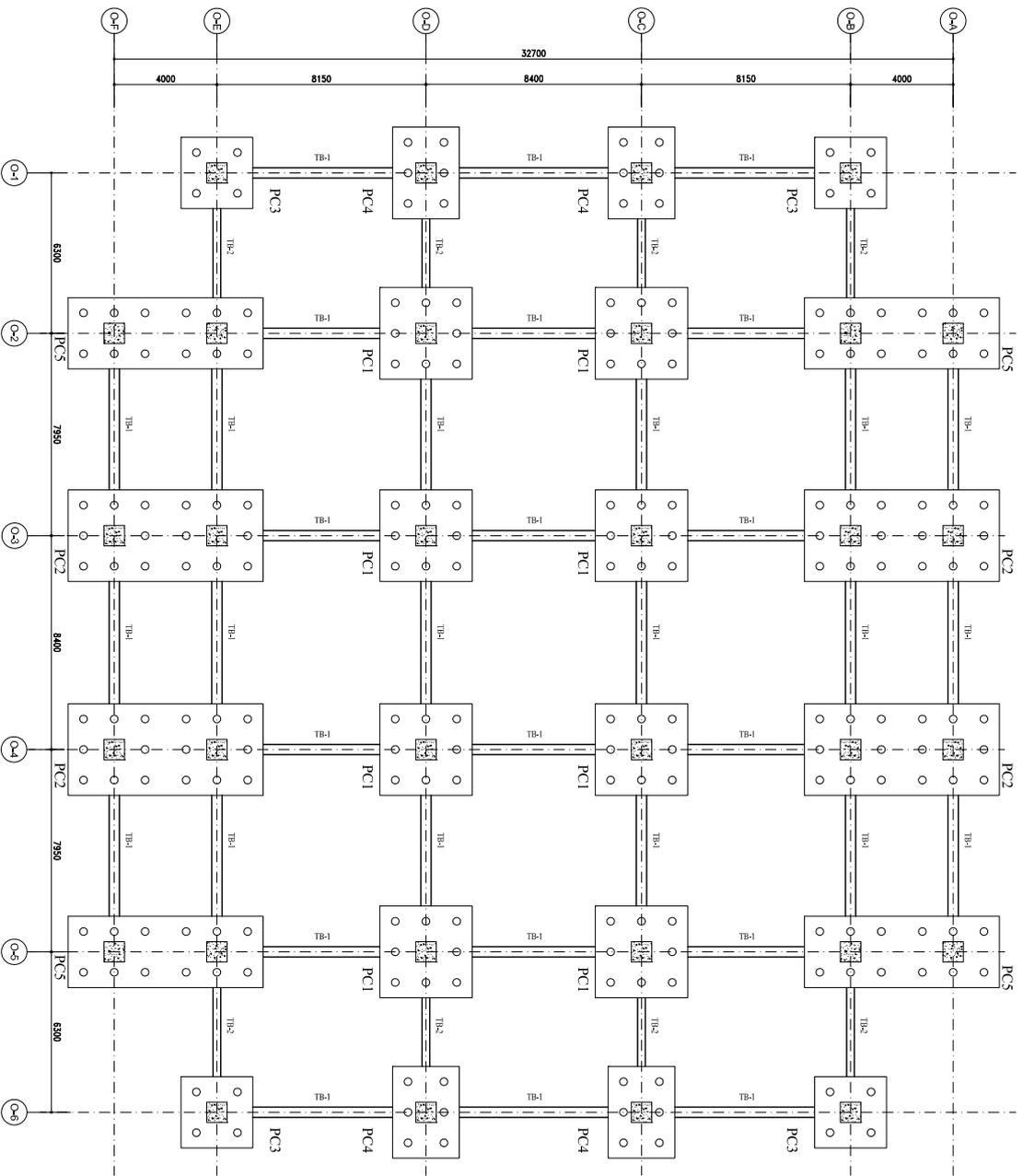


KETERANGAN

HSS-1	CFT 800.800.16
HSS-2	CFT 700.700.16
HSS-3	CFT 600.600.16
BI-1	WF 700.300.13.24
BI-2	WF 600.200.11.17
BI-3	WF 500.200.10.16
BI-4	WF 400.200.8.13
BA	WF 400.200.8.13
BRB-1	SC 150.150.15
BRB-2	SC 175.175.15

PORTAL O-4
SKALA 1 : 275

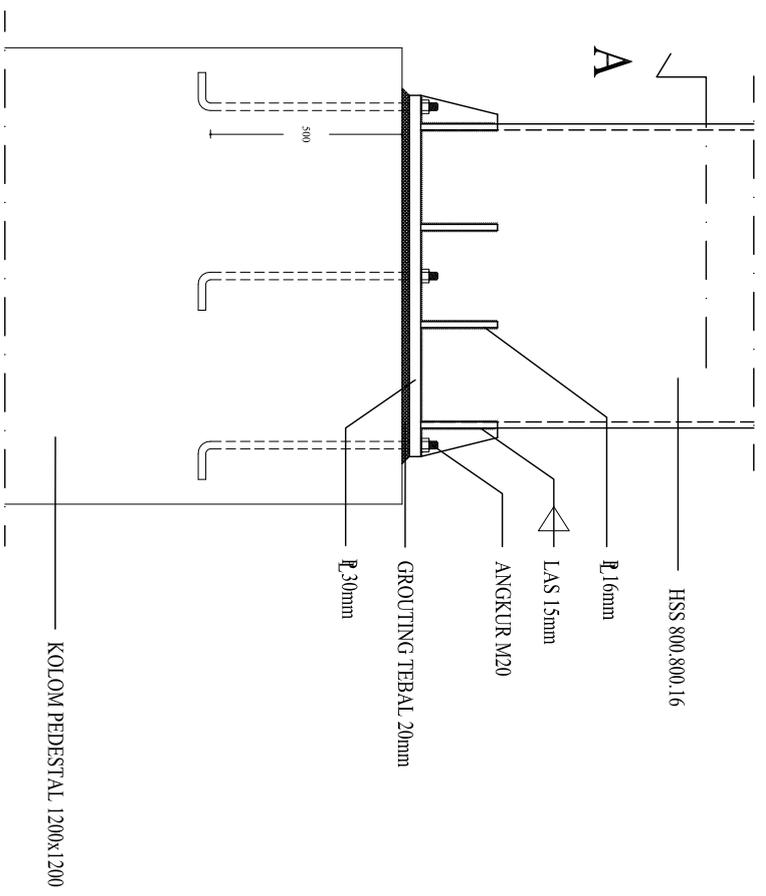
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	INSTITUT / UNIVERSITAS	
	JUDUL TUGAS AKHIR	
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	JUDUL GAMBAR	
	PORTAL A-O-4	
1:275	SKALA	
AGUNG HADI SUPRATNO NRP. 3114105059	MAHASISWA :	
DOSEN PEMBIMBING :	DIPERIKSA	
<p>BUDI SURYANTO, ST, MT, PH.D NRP. 17120219980210001 DINA LAMITA, ST, MT, PH.D NRP. 15020202000101002</p>	REVISI	
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR
STR	14	29



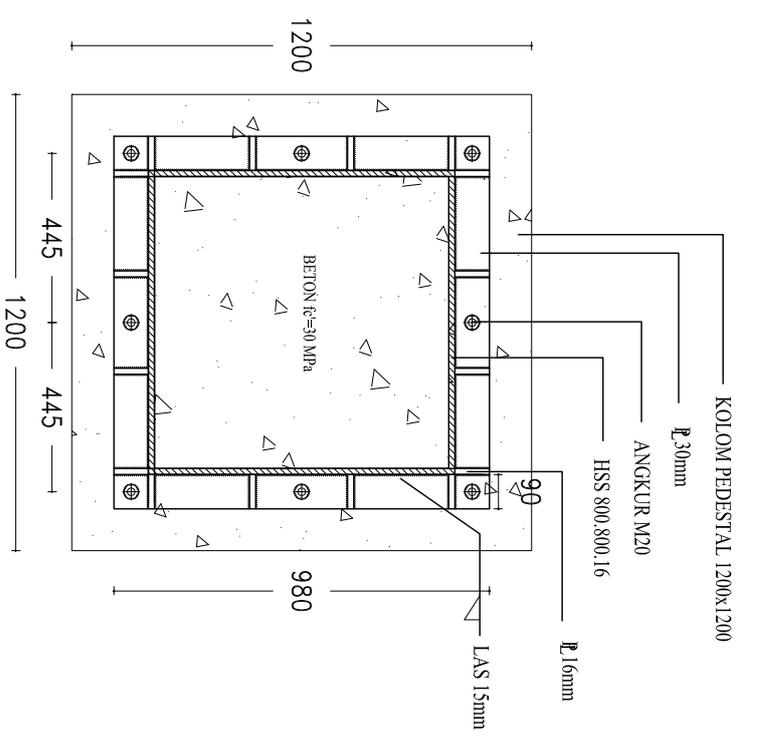
DENAH PONDASI
SKALA 1 : 275

INSTITUT UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI
----------------------	-------------------	--------------	-------	----------	-----------	--------

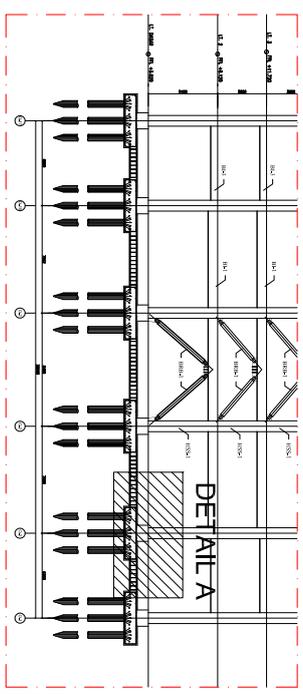
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING</p>	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BALKING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	DENAH PONDASI	1:275	AGUNG HADI SUPRAPTO NRP: 3114105059	<p>DOSEN PEMBIMBING : BUDI SURYANTO, ST, MT, PH.D NIP. 19730219198021001 DADI BAWATI, ST, MT, PH.D NIP. 196003260200311002</p>	<table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO. GBR</td> <td>JUMLAH LBR</td> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>15</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	15	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
STR	15	29										



DETAIL A
SKALA : 1 : 10

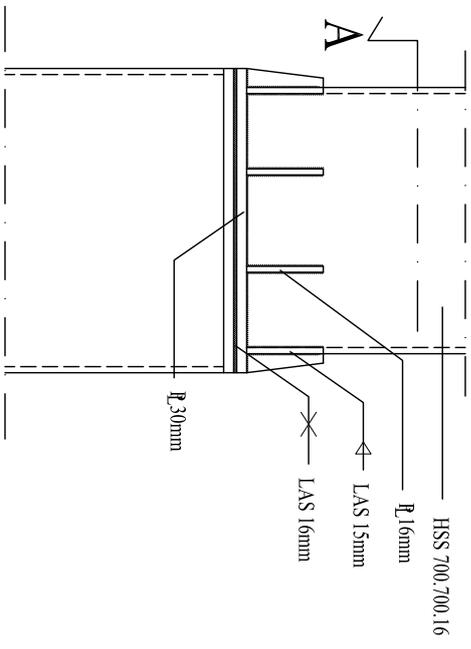


POTONGAN A
SKALA : 1 : 10

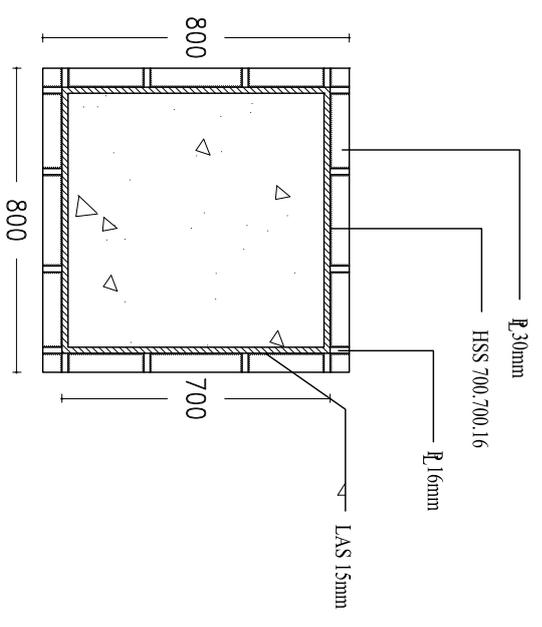


KEYPLAN

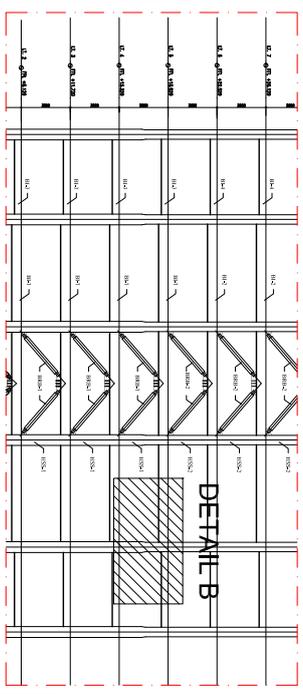
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL JURUSAN TEKNIK SIPIL</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DIGAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>DETAIL A</p>	<p>1:10</p>	<p>AGUNG HADI SUPRABTO NRP. 3114105059</p>	<p>BUDI SURYANTO, ST, MT, PH.D NIP. 19730219198021002 DOKTERAN TEKNIK SIPIL NIP. 198003042003011002</p>	<p>KODE GBR</p> <p>NO. GBR</p> <p>JUMLAH LBR</p>	<p>STR</p> <p>16</p> <p>29</p>



DETAIL B
SKALA : 1 : 10

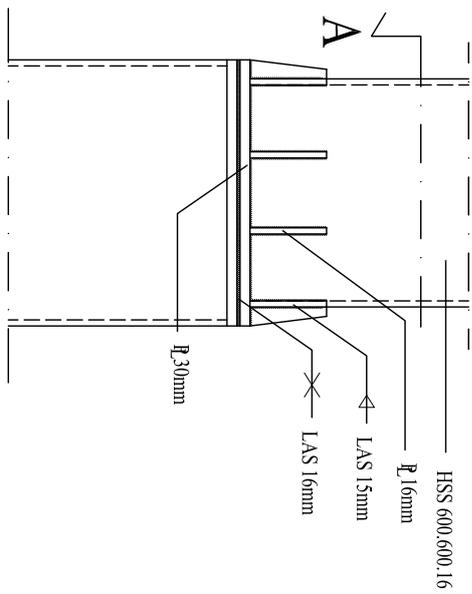


POTONGAN A
SKALA : 1 : 10

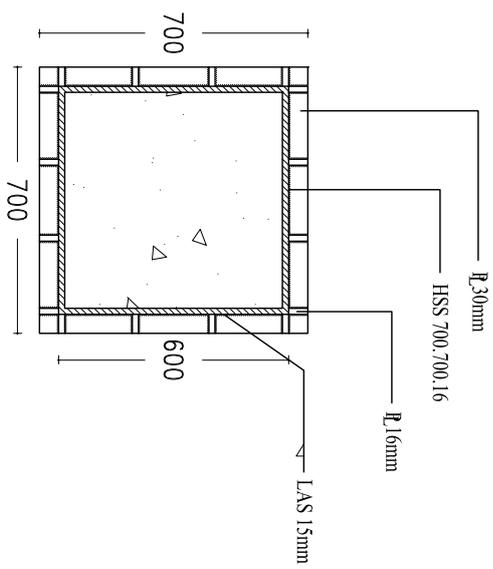


KEYPLAN

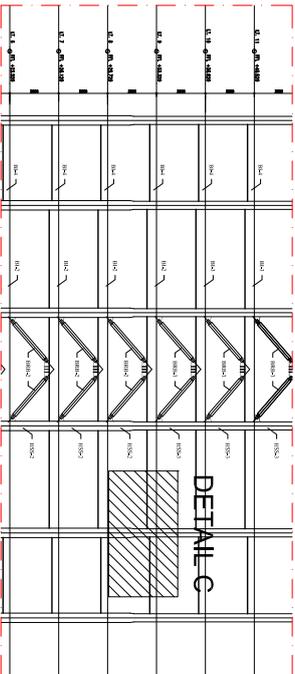
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p> <p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>DETAIL B</p>	<p>SKALA</p> <p>1:10</p>	<p>DI GAMBAR</p> <p>MAHASISWA :</p> <p>AGUNG HADI SUPRARTO NRP. 3114105059</p>	<p>DIPERIKSA</p> <p>DOSEN PEMBIMBING :</p> <p>BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NIP. 19702019980210002 DZELI RAHMATI, ST, MT, PH.D NIP. 196090320030310002</p>	<p>REVISI</p> <table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO. GBR</td> <td>JUMLAH LBR</td> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>17</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	17	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
STR	17	29										



DETAIL C
SKALA : 1 : 50



POTONGAN A
SKALA : 1 : 10



KEYPLAN

INSTITUT / UNIVERSITAS

JUDUL TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DIGAMBAR

DIPERIKSA

REVISI



MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL
SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING
RESTRAINED BRACED FRAMES

DETAIL C

1:10

AGUNG HADI SUPRATNO
NRP. 3114105059

DOK. SUPRATNO, ST, MT, PH.D
NIP. 19730219198021002
DOK. BAWATI, ST, MT, PH.D
NIP. 196006260020011002

KODE GBR

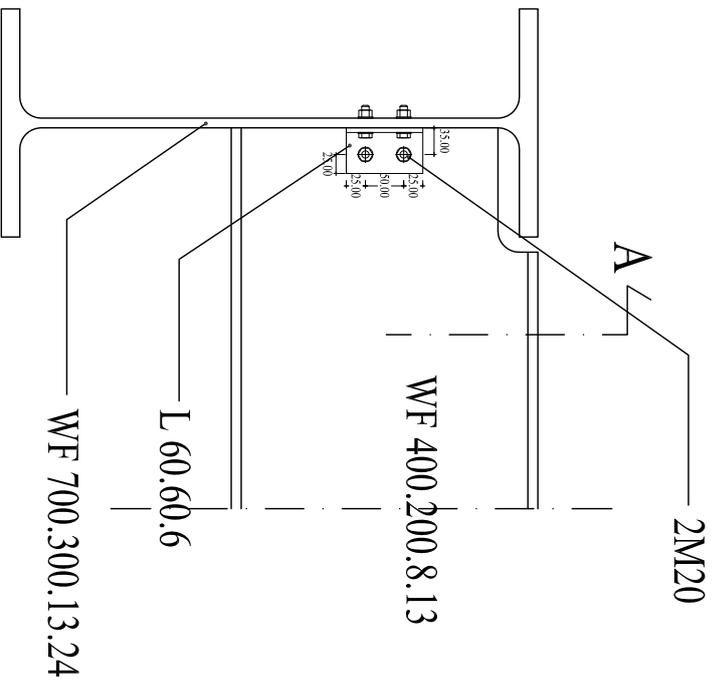
NO. GBR

JUMLAH LBR

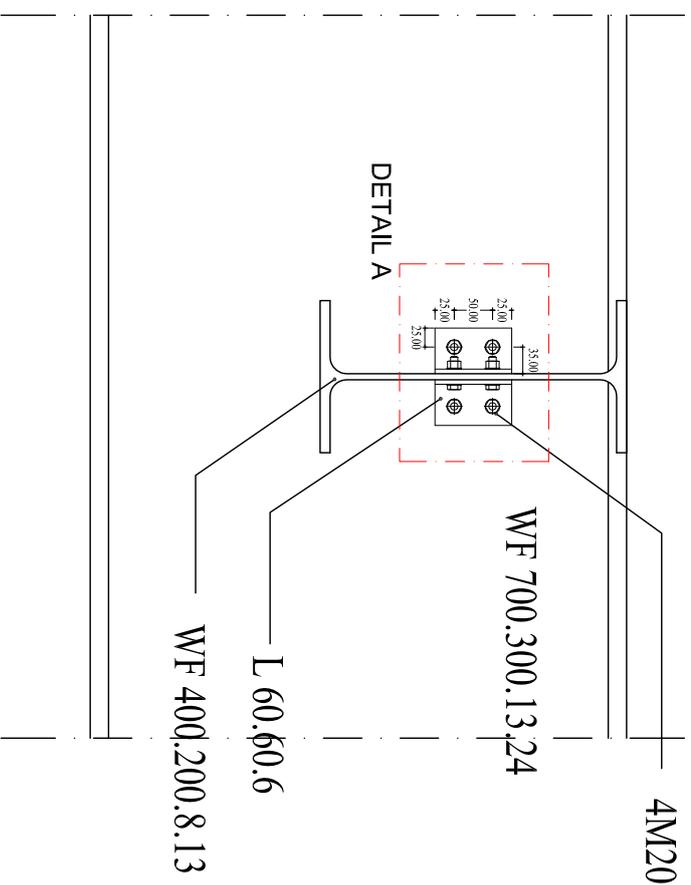
STR

18

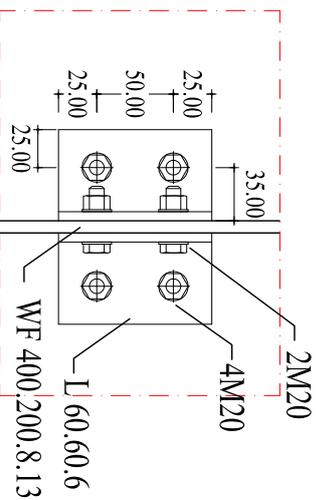
29



SAMBUNGAN BALOK ANAK-BALOK INDUK EKSTERIOR
SKALA : 1 : 10

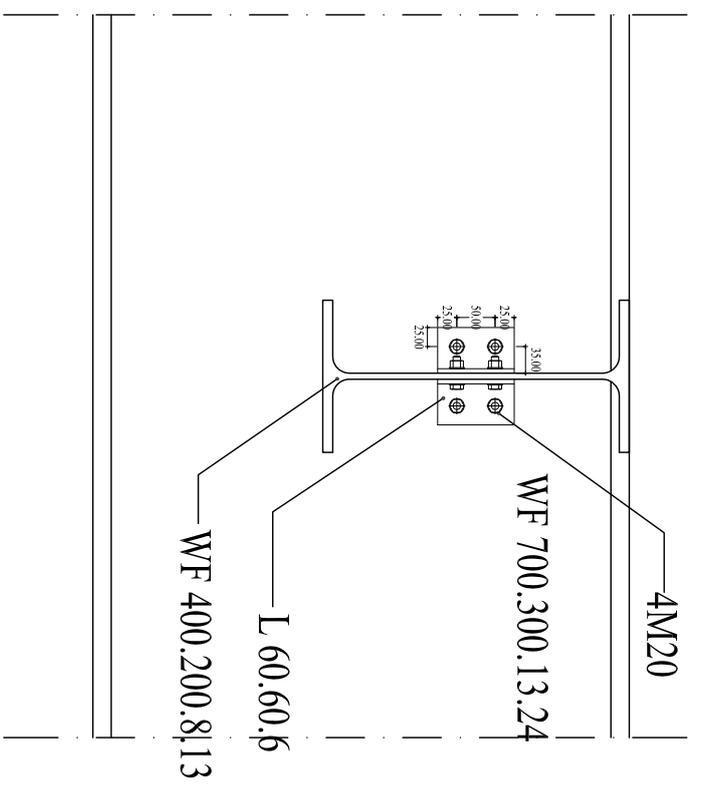
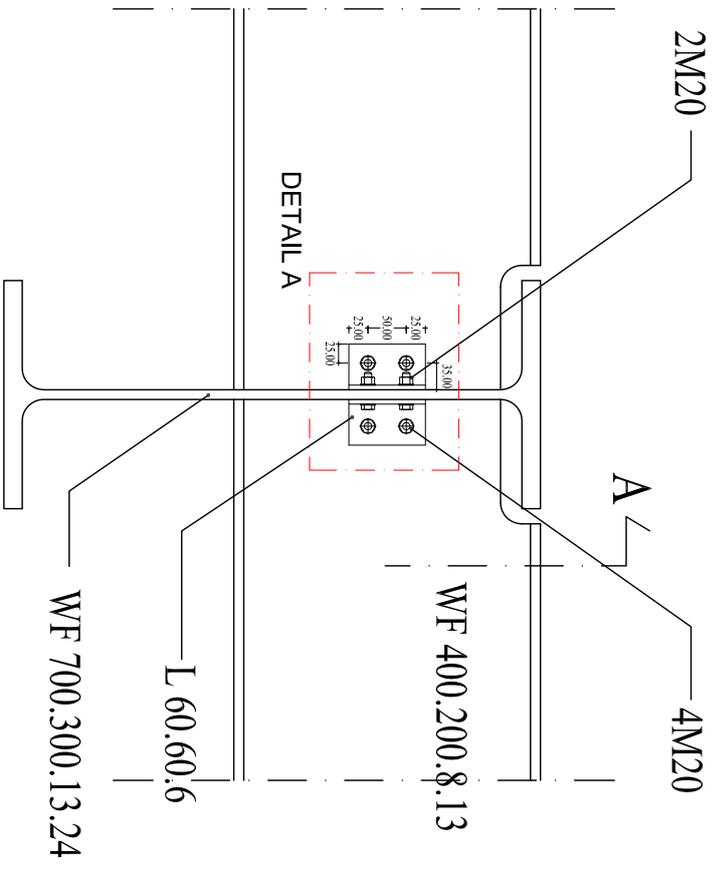


POTONGAN A
SKALA : 1 : 10



DETAIL A
SKALA : 1 : 5

 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN	INSTITUT / UNIVERSITAS	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES	JUDUL TUGAS AKHIR	SAMBUNGAN BALOK ANAK - BALOK INDUK EKSTERIOR	JUDUL GAMBAR	1:10	AGUNG HADI SUPRAPTO NRP : 3114105059	MAHASISWA :	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NIP. 19702019982002	DOKUMEN	REVISI	KODE GBR STR	NO. GBR 19	JUMLAH LBR 29
---	------------------------	---	-------------------	--	--------------	------	---	-------------	---	---------	--------	-----------------	---------------	------------------

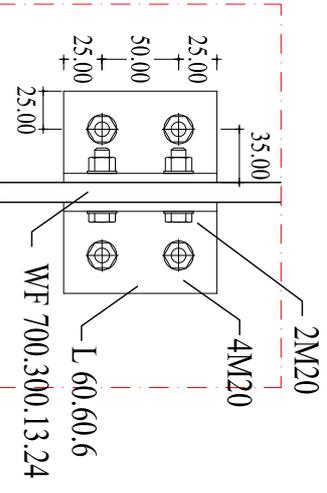


SAMBUNGAN BALOK ANAK-BALOK INDUK INTERIOR

SKALA : 1 : 10

POTONGAN A

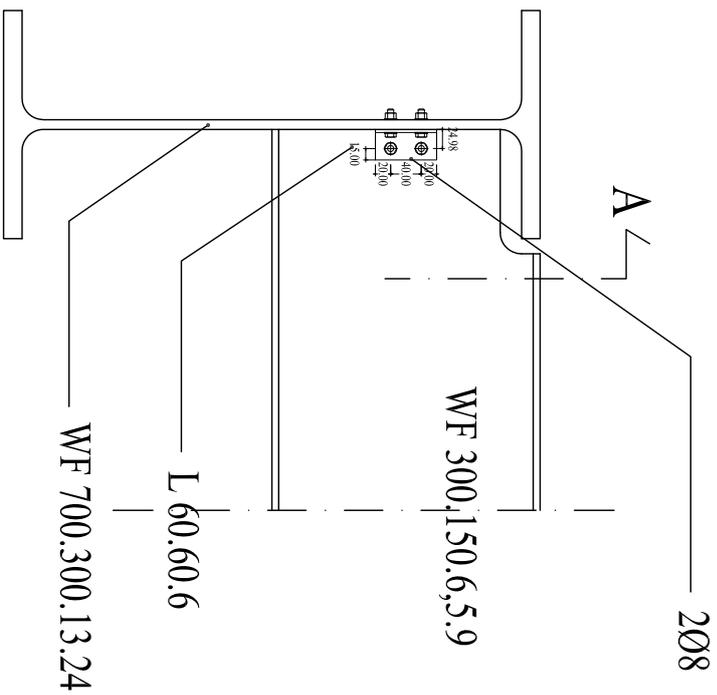
SKALA : 1 : 20



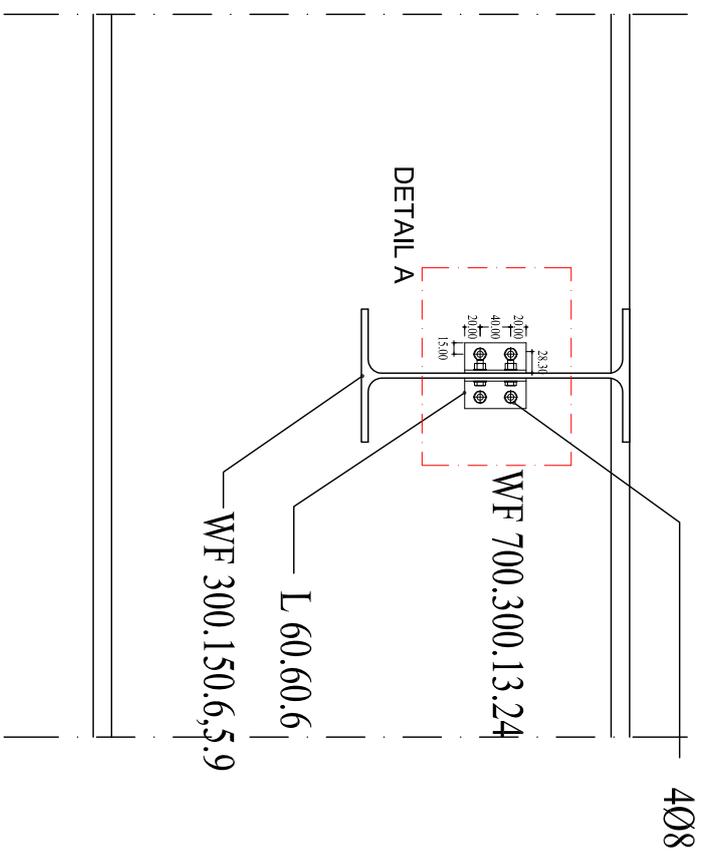
DETAIL A

SKALA : 1 : 5

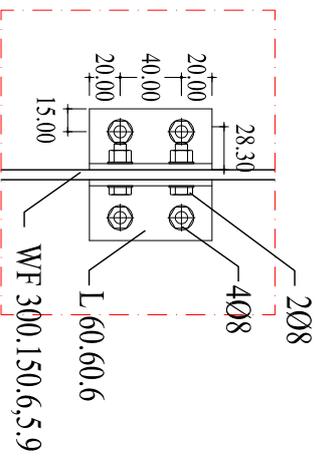
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DIGAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>SAMBUNGAN BALOK ANAK - BALOK INDUK INTERIOR</p>	<p>1:10</p>	<p>AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PhD NIP. 19730219198021002 DZELI RAHMATI, ST, MT, PhD NIP. 196008240200311025</p>	<p>KODE GBR</p>	<p>NO. GBR</p>	<p>JUMLAH LBR</p>
					STR	20	29



SAMBUNGAN BALOK TANGGA-BALOK INDUK
 SKALA : 1 : 10

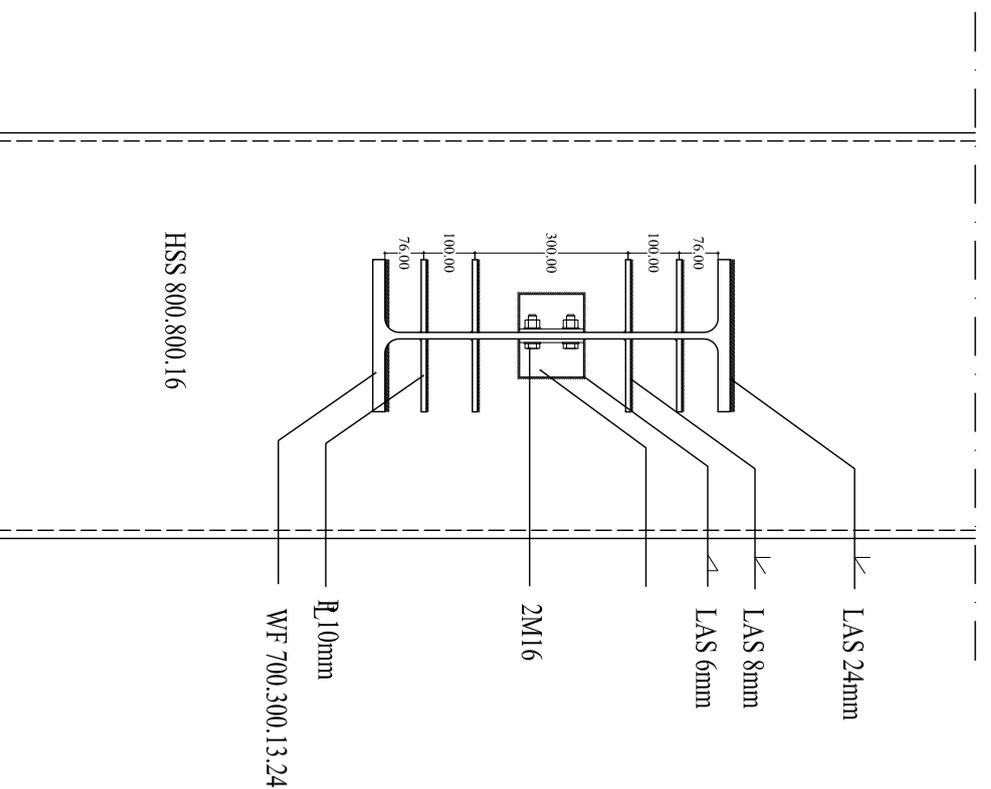
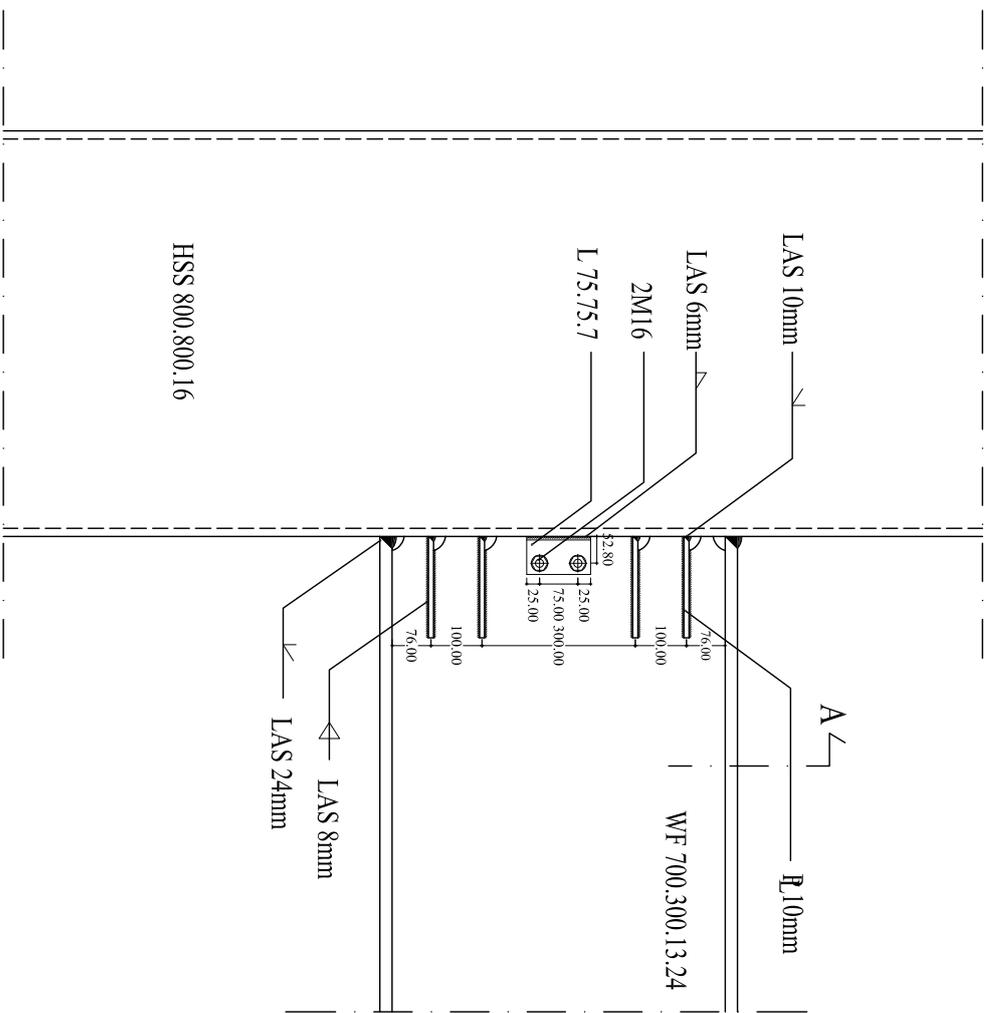


POTONGAN A
 SKALA : 1 : 10



DETAIL A
 SKALA : 1 : 5

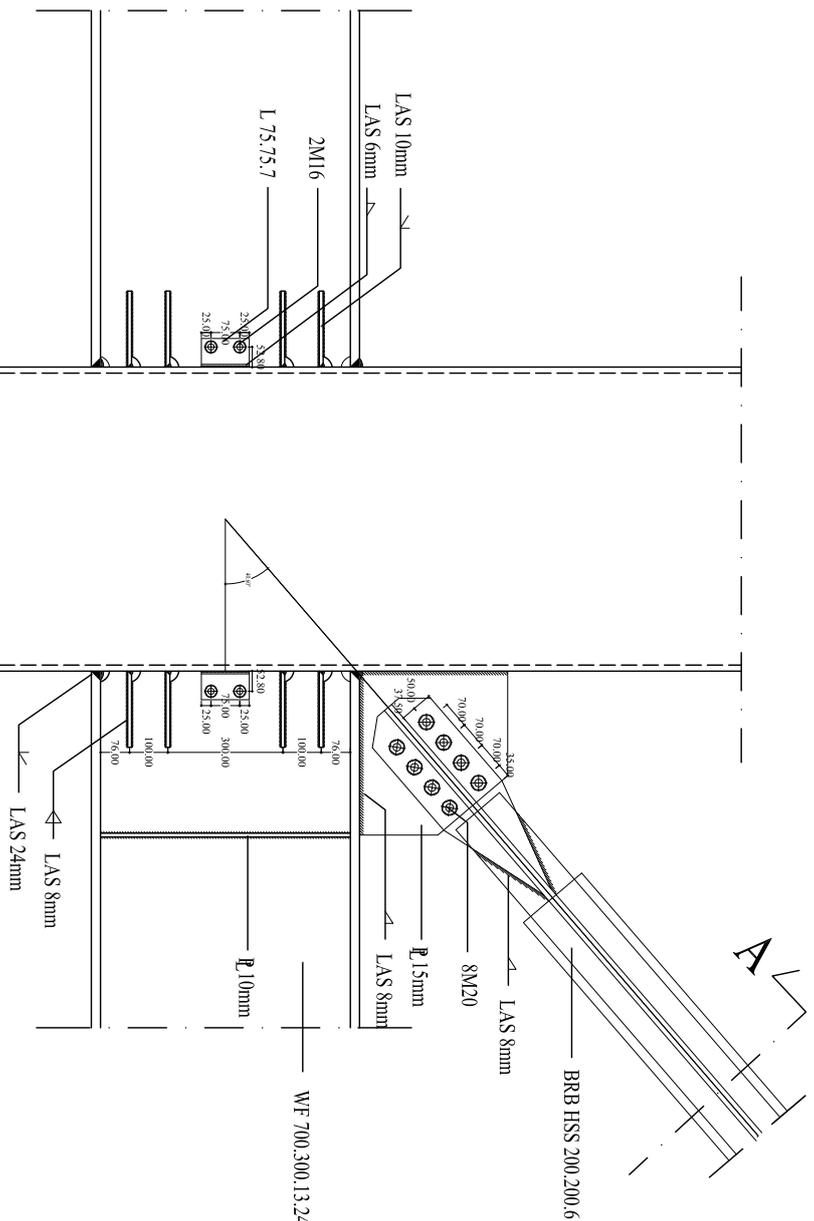
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN	INSTITUT / UNIVERSITAS	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BECKING RESTRAINED BRACED FRAMES	JUDUL GAMBAR	JUDUL TUGAS AKHIR	DIGAMBAR	MAHASISWA : AGUNG HADI SUPRABTO NRP 3114105059	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NRP 1970201998021002 DEDI KURNIA, ST, MT, PH.D NRP 19002000000011002	DIBERIKSA	REVISI
SAMBUNGAN BALOK TANGGA-BALOK INDUK	SKALA 1:10	SKALA 1:10	KODE GBR STR	NO. GBR 21	JUMLAH LBR 29				



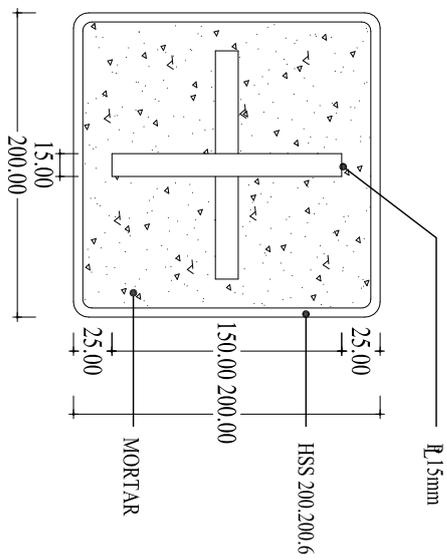
SAMBUNGAN KOLOM-BALOK INDUK
 SKALA : 1 : 15

POTONGAN A
 SKALA : 1 : 15

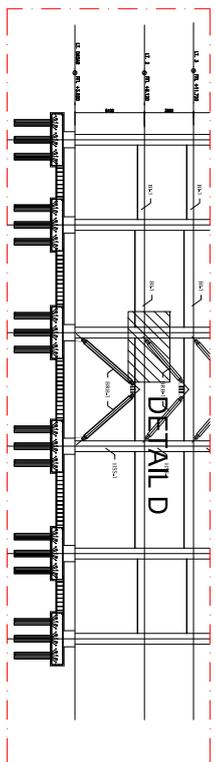
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	INSTITUT / UNIVERSITAS	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES	JUDUL TUGAS AKHIR	SAMBUNGAN KOLOM-BALOK INDUK	JUDUL GAMBAR	SKALA 1:15	DIGAMBAR MAHASISWA : AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059	DIBERIKSA DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NRP. 1970201998021002 DEZA RANITA, ST, MT, Ph.D NRP. 1900300000011002	REVISI	KODE GBR STR	NO. GBR 22	JUMLAH LBR 29
--	------------------------	---	-------------------	--------------------------------	--------------	---------------	---	--	--------	-----------------	---------------	------------------



DETAIL D
SKALA : 1 : 20

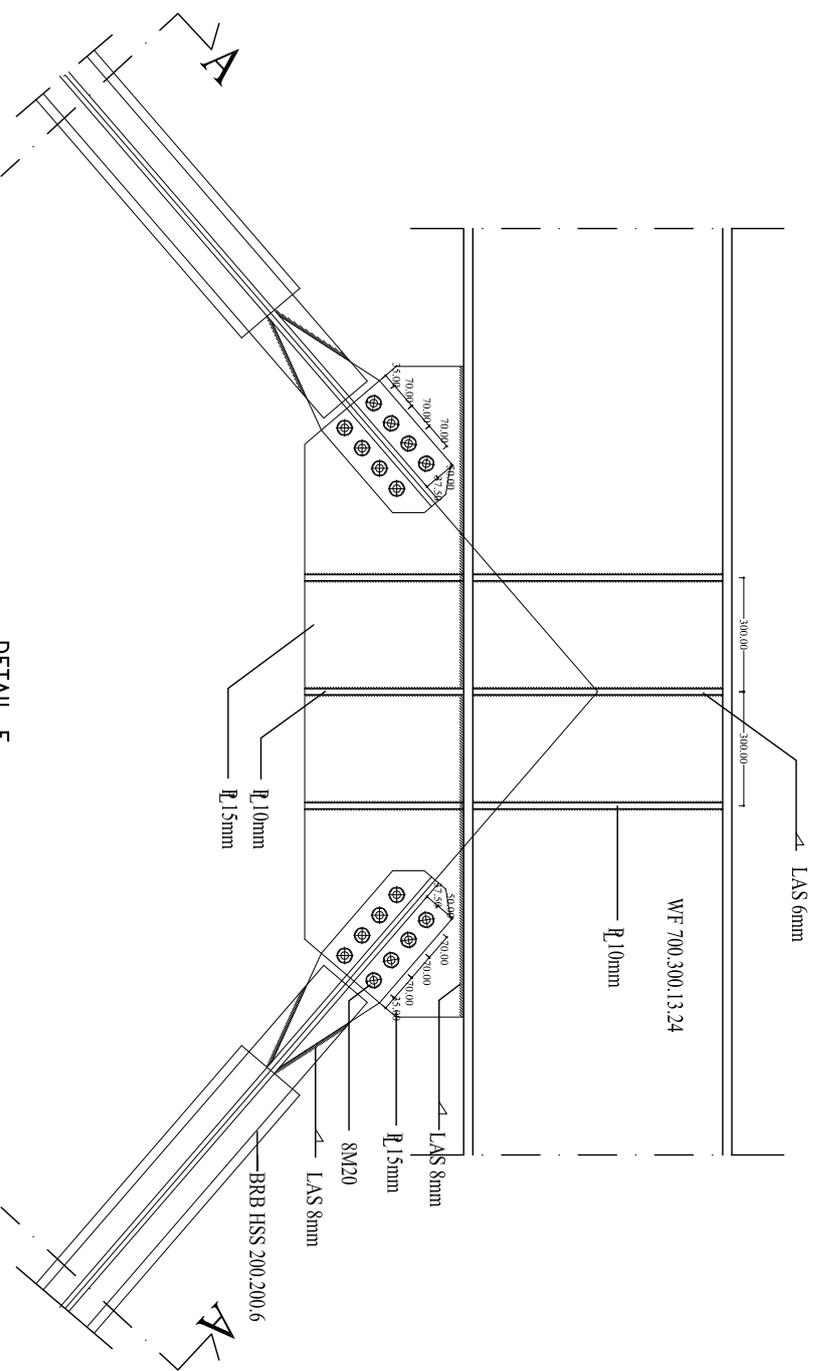


POTONGAN A
SKALA : 1 : 5

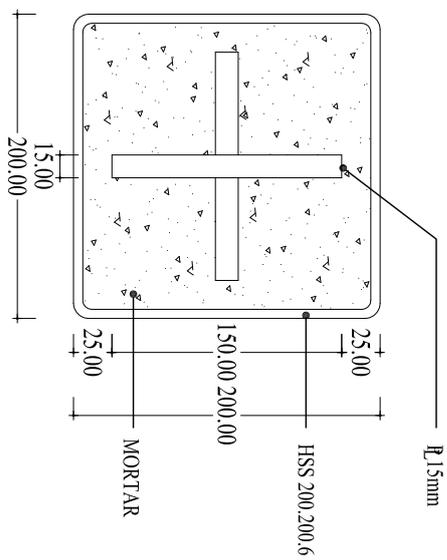


KEYPLAN

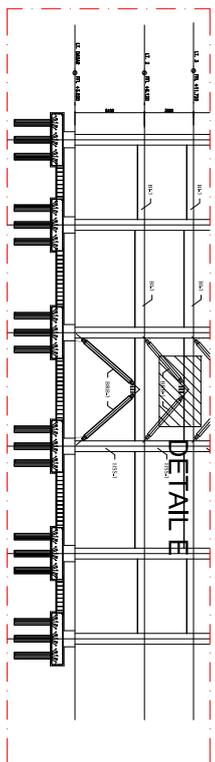
<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL / TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DIGAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>						
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL JURUSAN TEKNIK SIPIL</p>	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>DETAIL D</p>	<p>1:20</p>	<p>MAHASISWA : AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUSANTO, ST, MT, PH.D NIP. 1970201998021002 DANI RAMA, ST, MT, PH.D NIP. 19603042005031102</p>	<table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO. GBR</td> <td>JUMLAH LBR</td> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>23</td> <td>29</td> </tr> </table>	KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR	STR	23	29
KODE GBR	NO. GBR	JUMLAH LBR										
STR	23	29										



DETAIL E
SKALA : 1 : 20



POTONGAN A
SKALA : 1 : 5



KEYPLAN

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING</p>	<p>INSTITUT / UNIVERSITAS</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>SKALA</p>	<p>DIGAMBAR</p>	<p>DIPERIKSA</p>	<p>REVISI</p>
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MARVELL CITY HIGH SCHOOL SURABAYA DENGAN SISTEM BRICKLING RESTRAINED BRACED FRAMES</p>	<p>DETAIL E</p>	<p>DETAIL E</p>	<p>1:20</p>	<p>AGUNG HADI SUPRAPTO NRP. 3114105059</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUWANTO, ST, MT, PH.D NIP. 197020198021001 DANI RAMAULI, ST, MT, PH.D NIP. 196030200010011002</p>	<p>KODE GBR NO. GBR JUMLAH LBR</p> <p>STR 24 29</p>

BAB VIII

PENUTUP

7.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Elemen-elemen struktur penampang ekonomis yang dipakai dalam struktur.

1.1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :

a. Plat lantai menggunakan bondek PT. Super Steel Indah $t = 0.75$ mm, dengan tebal plat beton :

- Lantai atap $t = 90$ mm
- Lantai Sekolah $t = 90$ mm

b. Balok anak

- Lantai atap WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$
- Lantai Sekolah WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$

c. Balok tangga :

- Utama WF $300 \times 150 \times 6.5 \times 9$

d. Balok lift

- Penumpu WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$

1.2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :

a. Balok induk :

- Lantai 1-4 WF $700 \times 300 \times 13 \times 24$
- Lantai 5-8 WF $600 \times 200 \times 11 \times 17$
- Lantai 9-13 WF $500 \times 200 \times 10 \times 16$

b. Kolom condotel :

- Lantai 1-4 Komposit HSS $800 \times 800 \times 16$
- Lantai 5-8 HSS $700 \times 700 \times 16$
- Lantai 9-13 HSS $600 \times 600 \times 16$

c. Bracing :

- Memanjang HSS $200 \times 200 \times 10$
STEEL CORE 150.15
- Melintang HSS $200 \times 200 \times 10$
STEEL CORE 175.15

2. Dengan didapatkan penampang ekonomis yang sudah dipaparkan diatas dapat disimpulkan bahwa kapasitas penampang mampu menahan beban-beban yang direncanakan.
3. Bangunan gedung tinggi yang direncanakan sebagai bangunan tahan gempa harus dikontrol terhadap :
 - Kontrol berat bangunan hasil manual dengan SAP2000
 - Kontrol partisipasi massa.
 - Kontrol periode getar struktur.
 - Kontrol nilai akhir respon spektrum.
 - Kontrol batas simpangan (*drift*)Dari hasil pembahasan disimpulkan bahwa kontrol diatas memenuhi.
4. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. Wika Beton dengan dimensi diameter 30cm dengan kedalaman 30 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
5. Detail struktur baja terlampir dalam gambar

7.2. Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur dengan sistem *Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)* karena sistem struktur ini terbilang masih sangat asing di Indonesia, sehingga kedepanya dapat dimanfaatkan sebagai pilihan sistem struktur yang digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi dan gempa kuat.

DAFTAR PUSTAKA

- AISC. 2010. “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”. Chicago: American Institute Of Steel Construction.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. “**Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-1726-2012)**”. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. “**Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**”. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. “**Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI-1729-2002)**”. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- BRUNEAU, M., ET AL. 1985. *Design Ductile of Steel Structure*, New York, Mc-Graw-Hill.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1987)**. Bandung : Direktorat Jenderal Cipta Karya.
- FeiXu, Ju Chen, Wei-liang Jin, 2014. “ *Experimental Investigation of Thin-Walled Concrete-Filled Steel Tube Columns With Reinforced lattic Angle*”. China: Departement of Civil Engineering Zhejiang University.
- SAIF HUSSAIN, S. E., PAUL VAN BENSCHOTEN, S. E., MOHAMED AL SATARI, P. D. & SILIAN LIN, P. D. 2005. **Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals**. *Coffman Engineers, Inc.*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Biodata Penulis



Penulis bernama Agung Hadi Suprpto, dilahirkan di Nganjuk pada tanggal 3 Juni 1992, merupakan anak kedua dari dua bersaudara dari pasangan Suwadi dan Sulis Subektiningsih.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Pertiwi II dan lulus pada tahun 1998, SDN Sambirejo III dan lulus pada tahun 2004, SMP Negeri 1 Tanjunganom dan lulus pada tahun 2007, serta SMA Negeri 2 Nganjuk dan lulus pada tahun 2010, Diploma 3 Jurusan Konstruksi Bangunan Gedung di Diploma 3 Teknik Sipil ITS dan lulus pada tahun 2014. Kemudian penulis melanjutkan sarjana program Lintas Jalur jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya terdaftar dengan NRP 3114105059.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) Lintas Jalur dengan bidang studi struktur.

Email : agunghadi04@gmail.com