TUGAS AKHIR - RC18-4803

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

VIRLIANA AMANDA
NRP. 03111640000003

Dosen Pembimbing I :
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II :
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

TUGAS AKHIR - RC18-4803

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

VIRLIANA AMANDA
NRP. 03111640000003

Dosen Pembimbing I :
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II :
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

FINAL PROJECT - RC18-4803

DESIGN MODIFICATION OF GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK APARTEMENT BY USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE WITH *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

VIRLIANA AMANDA
NRP. 03111640000003

Academic Supervisor I :
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

Academic Supervisor II :
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty Of Civil, Planning And Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute Of Technology
Surabaya
2020

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
VIRLIANA AMANDA
NRP. 03111640000003

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D ..... (Pembimbing 1)
2. Ir. Heppy Kristijanto, M.S ..... (Pembimbing 2)

SURABAYA
JULI, 2020

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

Nama Mahasiswa	**: Virliana Amanda**
NRP	**: 03111640000003**
Departemen	**: Teknik Sipil FTSPK - ITS**
Dosen Pembimbing	**: 1. Budi Suswanto,S.T.,M.T.,Ph.D.**
	2. Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Abstrak

Bangunan dengan konsep vertikal, seperti apartemen memiliki risiko terhadap kerusakan akibat gempa yang lebih tinggi, hal ini disebabkan besarnya simpangan lateral. Hal ini diakibatkan oleh beban gempa berbanding lurus dengan tinggi bangunan tersebut. Gedung Apartemen Gunawangsa Superblock Gresik memiliki struktur utama beton bertulang konvensional, hal ini menyebabkan gedung memiliki daktilitas yang rendah, sehingga kemampuan gedung dalam menahan beban gempa tidak dapat terpenuhi dengan baik. Oleh karena itu, dilakukan modifikasi Gedung dengan menggunakan material komposit baja-beton dan sistem struktur Eccentrically Braced Frame (EBF).

Sistem struktur EBF merupakan hasil modifikasi dari sistem MRF dan CBF, dimana sistem EBF menggabungkan keunggulan dari dua sistem tersebut dalam hal kekuatan dan kekakuan. Link pada sistem ini direncanakan untuk menjadi bagian terlemah dari elemen struktur yang lainnya seperti balok, kolom, dan bracing.

Gedung Apartemen Gunawangsa direncanakan memiliki ketinggian 25 lantai dengan konfigurasi EBF yaitu Inverted V Braced. Pada perencanaan dengan system EBF ini didasarkan pada Standar Perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung SNI 1726:2012, tata cara perencanaan struktur

baja untuk bangunan gedung SNI 1729:2015, dan AISC 341-10 , perencanaan beban minimum untuk perencanaan gedung dan struktur lain SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983, serta SNI 2847:2013. Analisis struktur ditinjau pada pengaruh beban gempa dinamik yang dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

Dari analisa, dan perhitungan yang telah dilakukan didapatkan hasil perencanaan tebal pelat atap dan pelat lantai 9 cm dengan material beton, dimensi balok induk memanjang WF 600.300.12.17, dimensi balok induk melintang WF 500.300.11.18 dengan panjang link 100 cm (Short Link), dimensi bresing 250.250.11.11, kolom menggunakan CFT dengan dimensi 1000.1000.30; 800.800.28; 700.700.28; 600.600.28; dan 400.400.28. Perencanaan pondasi menggunakan borepile beton 800 mm dnegan kedalaman 27 m. Kolom pedestal menggunakan dimensi 1250 x 1250 mm dan dimensi sloof 450 x 650 mm.

Kata kunci : Komposit, Bresing, Eccentrically Braced Frame, Link

DESIGN MODIFICATION OF GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK APARTEMENT BY USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE WITH *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)*

Student Name : Virliana Amanda
NRP : 03111640000003
Departemen : Teknik Sipil FTSPK - ITS
Academic Supervisor : 1. Budi Suswanto,S.T.,M.T.,Ph.D.
2. Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Abstrak

Vertical-Concept bulding, such as apartments have a higher risk of earthquake. It is due to the large lateral deviation caused by the earthquake load directly proportional to the height of the building. The Gunawangsa Superblock Gresik Apartment's building has a conventional main reinforced concrete structure, it affect to decreasing building's ductility. Therefore the building's ability to detain earthquake loads cannot be properly fulfilled. As a result, a building modification is carried out using a steel-concrete composite material and an Eccentrically Braced Frame (EBF) structural system.

The EBF structure system is a modification of the MRF and CBF systems that combines the advantages of the two systems in terms of strength and rigidity. The link in this system is planned to be the weakest part of other structural elements such as beams, columns, and bracing.

The Building of Gunawangsa Apartment have planned to use a concrete concrete steel structure with an EBF system which has a height of 25 floors and Inverted V Braced of EBF configuration is used in the building. The design using EBF system is based on earthquake resistance planning standards for building structures SNI 1726: 2012, procedures for planning steel structures for buildings SNI 1729: 2015, and AISC 341-10, minimum load planning for building and structure planning others

SNI 1727: 2013 and PPIUG 1983, and SNI 2847: 2013. Structural analysis is reviewed in terms of the effect dynamic earthquake loads carried out using the SAP 2000 assist program.

The result/output from the analysis, and calculation are : the thickness of the roof and floor plate plate are 9 cm with concrete material, the dimensions of the main beam WF 600,300.12.17, and WF 500,300.11.18 with the length of the link element 100 cm (Short Link), dimensions bracing 250.250.11.11, the dimensions of the columns is CFT 1000.1000.30; 800,800.28; 700,700.28; 600,600.28; and 400,400.28. The foundation design using a concrete borepile 800 mm in diameter with a depth of 29 m. The dimensions of pedestal column 1250 x 1250 mm and the dimensions of sloof 450 x 650 mm.

Kata kunci : Composite, Bracing, Eccentrically Braced Frame, Link

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah Subhanahu Wa Ta'ala yang telah melimpahkan rahmat dan kemudahan-Nya sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock Menggunakan Struktur Baja Komposit Dengan Sistem Rangka *Eccentrically Braced Frame (EBF)* " dengan baik dan tepat pada waktunya.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa tugas akhir ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Maka dari itu, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D, dan Bapak Ir. Heppy Kristijanto, M.S.selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan dan masukan dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Orang tua dan kakak penulis selaku anggota keluarga yang telah memberi dukungan baik moral dan material, serta motivasi sehingga saya dapat berjuang dalam menyelesaikan tugas akhir tepat pada waktunya.
3. Paguyupan BESTRO (Beasiswa PT. Petrokimia Gresik) yang memberikan dukungan secara material selama empat tahun masa perkulihan.
4. M.Anhar Prakoso yang telah memberi dukungan, semangat dan bantuan selama menyelesaikan tugas akhir ini.
5. Jenny Krismawathi, Brena Audra, dan Widya, yang telah memberikan semangat dan menjadi tempat keluh kesah penulis selama pengerjaan tugas akhir.
6. Crissana Alka Siregar selaku teman seperjuangan struktur yang selalu menjadi teman berdiskusi dan memberikan semangat.

7. Teman – teman angkatan S59 yang banyak membantu dan memberikan semangat dalam menyelesaikan proposal tugas akhir ini.
8. Titis, Dwi, Ulya, Fafa, Fida, Cueh, dan Willy sebagai teman yang selalu mendengarkan keluh kesah selama masa pengerjaan tugas akhir dan perkuliahan empat tahun ini.
9. Semua Pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang memberi dukungan dan membantu penyusun dalam menyelesaikan tugas akhir ini.

Penulis menyadari dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dan jauh dari sempurna karena keterbatasan kemampuan penulis. Untuk itu, penulis mengaharapkan saran dan kritik yang membangun guna kesempurnaan tugas akhir ini.

Surabaya, 05 Juni 2020

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak ..... **i**
KATA PENGANTAR ..... **v**
DAFTAR ISI ..... **vii**
DAFTAR GAMBAR ..... **xii**
DAFTAR TABEL ..... **xviii**
BAB I PENDAHULUAN **1**
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.2.1 Permasalahan Utama 3
1.2.2 Rincian Permasalahan 3
1.3 Tujuan 4
1.3.1 Umum 4
1.3.2 Khusus 4
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat 5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA **7**
2.1 Struktur Komposit Baja-Beton 7
2.1.1 Balok Komposit 7
2.1.2 Kolom Komposit 9
2.2 *(Eccentrically Braced Frame*) EBF 10
2.2.1 Prilaku Kinerja pada Link 12
2.2.2 Penggunaan Konstruksi Baja di Indonesia 13
2.3 Pondasi 14
2.3.1 Pondasi Dangkal 15
2.3.2 Pondasi Dalam 15
BAB III METODOLOGI **17**
3.1 Diagram Alur Perencanaan 17
3.2 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir 18
3.2.1 Pengumpulan Data 18

3.2.1.1 Data Umum Bangunan 18
3.2.1.2 Data Tanah 19
3.2.2 Studi Literatur 19
3.2.3 *Preliminary Design* 20
3.2.4 Perencanaan Struktur Sekunder 20
3.2.5 Perhitungan Pembebanan pada Struktur 21
3.2.5.1 Beban Mati 21
3.2.5.2 Beban Hidup 21
3.2.5.3 Beban Angin 21
3.2.5.4 Beban Gempa 22
3.2.6 Permodelan Struktur 34
3.2.7 Kontrol Perencanaan Struktur 34
3.2.7.1 Kontrol Gaya Gempa Desain 34
3.2.7.2 Kontrol Elemen Struktur Utama 36
3.2.8 Perencanaan Sambungan 48
3.2.8.1 Sambungan Baut 48
3.2.8.2 Alat Sambung 51
3.2.8.3 Sambungan Las 52
3.2.9 Perencanaan Bangunan Bawah 55
3.2.9.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang 55
3.2.9.2 Perencanaan Tiang Pancang 57
3.2.9.3 Perencanaan Poer 58
3.2.9.4 Penulangan Lentur 60
3.2.10 Penggambaran Teknik 61
BAB IV HASIL PERENCANAAN 63
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder 63
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai dan Atap 63
4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 2-25 63
4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Atap 65
4.1.2 Perencanaan Balok Anak 67
4.1.2.1 Balok Anak Lantai 2-25 67

4.1.2.2 Balok Anak Lantai Atap 74
4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes 81
4.1.3.1 Perencanaan Tangga 81
4.1.3.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga 84
4.1.3.3 Perencanaan Pengaku Pelat Anak Tangga 88
4.1.3.4 Perencanaan Pelat Bordes 93
4.1.3.5 Perencanaan Balok Bordes 98
4.1.3.6 Perencanaan Balok Utama Tangga 105
4.1.3.7 Perencanaan Balok Penumpu Tangga 113
4.1.4 Perencanaan Balok *Lift* 118
4.1.4.1 Data Perencanaan 119
4.1.4.2 Perencanaan Balok Penggantung *Lift* 120
4.2 Permodelan Struktur 128
4.2.1 Pembebanan Struktur Utama 129
4.2.2 Pembebanan Gempa Dinamis 132
4.2.2.1 Arah Pembebanan 132
4.2.2.2 Parameter Respon Spektrum Rencana 132
4.2.2.3 Faktor Skala Pembebanan Dinamis 133
4.2.2.4 Faktor Keutamaan (I) 133
4.2.3 Kombinasi Pembebanan 134
4.2.4 Analisis Struktur 135
4.2.4.1 Berat Total Bangunan 135
4.2.4.2 Kontrol Partisipasi Massa 137
4.2.4.3 Kontrol Periode Getar Alami Fundamental 138
4.2.4.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum 139
4.2.4.5 Kontrol Simpangan Antar Tingkat 141
4.3 Perencanaan Struktur Primer 142
4.3.1 Perencanaan Link 143
4.3.1.1 Perencanaan Link Memanjang 143
4.3.1.2 Perencanaan Link Melintang 147
4.3.2 Perencanaan Pengaku Link 151

4.3.1 Pengaku Link Memanjang 151
4.3.2 Pengaku Link Melintang 152
4.3.3 Perencanaan Balok Diluar *Link* 153
4.3.3.1 Balok Diluar *Link* Memanjang 153
4.3.3.2 Balok Diluar *Link* Melintang.....157
4.3.4 Perencanaan Bresing.....161
4.3.4.1 Bresing Arah Memanjang 162
4.3.4.2 Bresing Arah Melintang 165
4.3.5 Perencaan Balok Induk 169
4.3.5.1 Balok Induk Memanjang.....169
4.3.5.2 Balok Induk Melitang 183
4.3.6 Perencanaan Kolom 197
4.4 Perencanaan Sambungan 205
4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak 205
4.4.1.1 Sambungan Pada Atap 205
4.4.1.2 Sambungan Pada Lantai 209
4.4.2 Sampungan Balok Pada Tangga 214
4.4.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....214
4.4.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.....215
4.4.3 Sambungan Bresing 218
4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom 230
4.4.4.1 Balon Induk Memanjang dan Kolom 230
4.4.4.2 Balok Induk Melintang dan Kolom.....238
4. 5 Perencanaan Struktur Bawah 257
4.5.1 Daya Dukung Tanah dan Tiang Pancang.....258
4.5.1.1 Data Perencanaan Pondasi 258
4.5.1.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal ...259
4.5.1.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok 265
4.5.1.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang 266

4.5.1.5 Kontrol Kekuatan Tiang 268
4.5.2 Perencanaan Poer pada Kolom 271
4.5.2.1 Kontrol Geser Ponds 272
4.5.2.2 Penulangan Poer 274
4.5.3 Perencanaan Kolom Beton 281
4.5.3.1 Kontrol Dimensi Kolom 282
4.5.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom 282
4.5.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom 284
4.5.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor 284
4.5.3.5 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser Rencana 285
4.5.3.6 Perhitungan Tulangan Geser 285
4.5.4 Perencanaan Sloof Pondasi 287
4.5.4.1 Penulangan Lentur Sloof 288
4.5.4.2 Penulangan Geser Sloof 290
BAB V PENUTUP 293
5.1 Simpulan 293
5.2 Saran 295
DAFTAR PUSTAKA 297

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Jenis Rangka Seismik yang Umum digunakan 2
Gambar 2.1 Balok Komposit Parsial 8
Gambar 2.2 Balok Baja yang diberi Selubung Beton 9
Gambar 2.3 Kolom Komposit.....9
Gambar 2.4 Prilaku Struktur Baja Penahan Gempa.....11
Gambar 2.5 Jenis Sistem EBF 12
Gambar 3.1 Bagan Metodologi Perencanaan Tugas Akhir 18
Gambar 3.2 Nilai Parameter SS.....25
Gambar 3.3 Nilai Parameter S1 26
Gambar 3.4 Grafik Respon Spectrum.....32
Gambar 3.5 Penentuan Simpangan antar Lantai.....35
Gambar 3.6 Detail Pengaku Link 39
Gambar 3.7 Detail Sambungan Base Plate 54
Gambar 3.8 Kontrol Geser Pons (Beban Kolom) 59
Gambar 3.9 Kontrol Geser Pons (Poer Tiang Pancang) 60
Gambar 4.1 Pelat Lantai 2-25 63
Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap.....65
Gambar 4.3 Distribusi Beban Lantai 2-25 67
Gambar 4.4 Diagram Momen dan Lintang Lantai 2-25.....69
Gambar 4.5 Distribusi Beban Lantai Atap.....74
Gambar 4.6 Diagram Momen dan Lintang Lantai Atap 76
Gambar 4.7 Denah Tangga 83
Gambar 4.8 Tampak potongan tangga 83
Gambar 4.9 Detail pelat anak tangga.....84
Gambar 4.10 Pembebanan Pelat Anak Tangga Ql dan Qd.....85
Gambar 4.11 Pembebanan Pelat Anak Tangga Pu dan Qd.....85
Gambar 4.12 Pembebanan Pengaku Tangga Qd dan Ql.....89
Gambar 4.13 Pembebanan Pengaku Tangga Qd dan P.....89
Gambar 4.14 Pendistribusian Pelat Bordes.....94

Gambar 4.15 Pembebanan Pelat Bordes Qd dan Ql 95
Gambar 4.16 Pembebanan Pelat Bordes Qd dan P 95
Gambar 4.17 Pendistribusian Balok 98
Gambar 4.18 Pembebanan Balok Qd dan Ql 99
Gambar 4.19 Pembebanan Balok Utama 107
Gambar 4.20 Gaya Dalam pada Struktur Tangga 109
Gambar 4.21 Hasil Analisis Lendutan SAP 2000.....112
Gambar 4.22 Denah *Lift*.....119
Gambar 4.23 *Hoistway Section*.....120
Gambar 4.24 Pembebanan Balok Penggantung *Lift* 122
Gambar 4.25 Lendutan nominal dari SAP 2000.....127
Gambar 4.26 Denah Perencanaan Struktur.....128
Gambar 4.27 Permodelan Struktur dengan SAP 2000.....129
Gambar 4.28 Grafik Spektral Gempa Surabaya 133
Gambar 4.29 Ilustrasi Perencanaan Elemen Link.....143
Gambar 4.30 Denah Perencanan Link Memanjang 143
Gambar 4.31 Gaya Dalam Link Memanjang.....144
Gambar 4.32 Denah Perencanan Link Melintang.....147
Gambar 4.33 Gaya Dalam Link Melintang.....148
Gambar 4.34 Gaya Dalam Baok Diluar Link Memanjang 154
Gambar 4.35 Gaya Dalam Balok Diluar Link Melintang.....158
Gambar 4.36 Ilustrasi Elemen Bresing 161
Gambar 4.37 Denah Balok Induk Memanjang 169
Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang.....170
Gambar 4.39 Lendutan Balok Induk Memanjang.....173
Gambar 4.40 Gaya Dalam Setelah Komposit 174
Gambar 4.41 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang.....177
Gambar 4.42 Lendutan Setelah Komposit 178
Gambar 4.43 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang.....180

Gambar 4.44 Denah Balok Induk Melintang.....183
Gambar 4.45 Gaya Dalam Balok Induk Melintang 184
Gambar 4.46 Lendutan Balok Induk Melintang 187
Gambar 4.47 Gaya Dalam Setelah Komposit.....188
Gambar 4.48 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang 191
Gambar 4.49 Lendutan Setelah Komposit.....192
Gambar 4.50 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang 194
Gambar 4.51 Denah Perencanan Kolom.....197
Gambar 4.52 Gaya Dalam Kolom Beban Gravitasi.....198
Gambar 4.53 Gaya Dalam Kolom Beban Gempa.....198
Gambar 4.54 Detail A Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Atap Apartemen.....206
Gambar 4.55 Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Atap Apartemen.....206
Gambar 4.56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Atap Apartemen.....208
Gambar 4.57 Detail A Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Lantai Apartemen 210
Gambar 4.58 Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Lantai Apartemen 210
Gambar 4.59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Lantai Apartemen.....213
Gambar 4.60 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....214
Gambar 4.61 Sambungan Balok Penumpu Tangga Kolom.....215
Gambar 4.62 Detail Pelat Sambungan Balok Penumpu Tangga dan Kolom.....217
Gambar 4.63 Detail Sambungan Bresing dengan Link 219
Gambar 4.64 Detail Sambungan Bresing,Balok, Kolom.....219

Gambar 4.65 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok pada Bresing dan Link 221
Gambar 4.66 Detail Pelat Siku dan Pelat Buhun pada Sambungan Bresing dengan Link 224
Gambar 4.67 Detail Pelat Sambung Badan Balok Sambungan Bresing dengan Link 226
Gambar 4.68 Detail Sambungan Balok Memanjang Kolom ...231
Gambar 4.69 Potongan Atas Sambungan 231
Gambar 4.70 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Sambungan Balok Memanjang dan Kolom 233
Gambar 4.71 Detail Pelat Penyambung Sayap pada Sambungan Balok Memanjang Kolom 237
Gambar 4.72 Detail Sambungan Balok Melintang Kolom 238
Gambar 4.73 Tampak Atas Sambungan Balok Induk Melintang dan Kolom 239
Gambar 4.74 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Sambungan Balok Melintang dan Kolom 241
Gambar 4.75 Detail Pelat Penyambung Sayap pada Sambungan Balok Melintang Kolom 244
Gambar 4.76 Tampak Atas Sambungan Antar Kolom 247
Gambar 4.77 Detail Sambungan Antar Kolom 247
Gambar 4.78 Detail Sambungan *Base Plate* 250
Gambar 4.79 Tampak Atas Sambungan *Base Plate* 250
Gambar 4.80 Denah Perencanaan Pondasi 258
Gambar 4.81 Grafik Daya Dukung Tanah dan Kedalaman 264
Gambar 4.82 Tipe Pondasi pada Perencanaan 265
Gambar 4.83 Area Kritis Geser Akibat Kolom 272
Gambar 4.84 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang 273
Gambar 4.85 Pembebanan Poer Kolom Arah Sumbu X 276
Gambar 4.86 Bidang Momen Poer Kondisi 1 Sumbu X 277
Gambar 4.87 Bidang Momen Poer Kondisi 2 Sumbu X 277

Gambar 4.88 Pembebanan Poer Kolom Arah Sumbu Y.....279
Gambar 4.89 Bidang Momen Poer Kondisi 1 Sumbu Y 280
Gambar 4.90 Bidang Momen Poer Kondisi 2 Sumbu Y 280
Gambar 4.91 Diagram interaksi kolom 125/125.....283
Gambar 4.92 Hasil Penulangan SP Column 283
Gambar 4.93 Penulangan Pada Kolom 289
Gambar 4.94 Diagram Interaksi Sloof.....289
Gambar 4.95 Hasil Penulangan Sloof dengan SpColumn 289
Gambar 4.96 Penulangan Pada Sloof 291

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Dampak Bencana Indonesia 2013-2018 1
Tabel 3.1 Kategori Bangunan Gedung 22
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa 25
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs Tanah (SA-SF) 26
Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa 27
Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv 28
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS} 28
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1} 29
Tabel 3.8 Nilai Faktor R, Cd, dan Ω_0 29
Tabel 3.9 Nilai Faktor Ct dan X 30
Tabel 3.10 Nilai Faktor Koefisien Cu 31
Tabel 3.11 Simpangan antar lantai ijin 35
Tabel 4.1 Analisis Jenis Tanah 131
Tabel 4.2 Parapeter Respon Spektrum Surabaya Situs E 132
Tabel 4.3 Parapeter Respon Spektrum Surabaya Situs E 133
Tabel 4.4 Beban Live Pada Gedung 135
Tabel 4.5 Beban Dead Pada Gedung 136
Tabel 4.6 Beban Super Dead Pada Gedung 136
Tabel 4.7 Total Berat Bangunan Perhitungan Manual 136
Tabel 4.8 Total Berat Bangunan Perhitungan SAP 2000 136
Tabel 4.9 Kontrol Partisipasi Massa 137
Tabel 4.10 Periode Getar Pada Gedung 139
Tabel 4.11 Kontrol V dinamik Terhadap Vstatik 140
Tabel 4.12 Kontrol V dinamik Setelah Dikalikan Faktor 140
Tabel 4.13 Rekapiulasi Kontrol Simpangan Antar Tingkat 141
Tabel 4.14 Daya Dukung Tanag Kedalaman 0m – 40 m 261
Tabel 4.15 Hasil Pembebanan Pondasi 264
Tabel 4.16 Kontrol beban 1 Tiang Pancang 267
Tabel 4.17 Kontrol Terhadap Gaya Aksial 268

Tabel 4.18 Kontrol Terhadap Momen Tipe B 269
Tabel 4.19 Rekapitulasi Kontrol Defleksi 270
Tabel 4.20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral 271

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa adalah salah satu gejala alam yang tidak dapat diprediksi waktu serta besar frekuensi yang akan terjadi. Oleh karena itu menimbulkan tingginya dampak gempa bagi manusia seperti kematian, kerusakan pada bangunan, fasilitas umum,dll. Gempa bumi berpotensi tinggi terjadi di wilayah Indonesia. Hal ini disebabkan oleh kondisi geografis Indonesia yang menempati zona tektonik sangat aktif, serta berada dalam jalur *The Pasific Ring of Fire* (Cincin Api Pasifik) (Setiyawidi,Setiawan, dan Somantri, 2015). Berdasarkan data badan nasional penanggulanan bencana, pada rentang lima tahun terakhir, terdapat 86 peristiwa gempa bumi besar yang terjadi di Indonesia dengan jumlah total korban adalah 208.341 jiwa dan kerusakan baik rumah maupun fasilitas umum sebesar 62.65 unit seperti yang ditunjukan pada **Tabel 1.1**.

	Jenis Bencana	Jumlah Kejadian	Korban (Jiwa)			Rumah (Unit)			Kerusakan Fasilitas Umum (Unit)
			Meninggal dan Hilang	Luka-luka	Menderita dan mengungsi	Rusak berat	Rusak sedang	Rusak Ringan	
105	Putting Beliung	3600	174	990	95177	12415	19207	73386	690
106	Kekeringan	99	0	0	3608646	0	0	0	0
107	Kebakaran Hutan dan Lahan	476	31	370	441661	100	5	13	0
108	Gempa Bumi	86	156	3777	204408	15290	12652	19762	3053

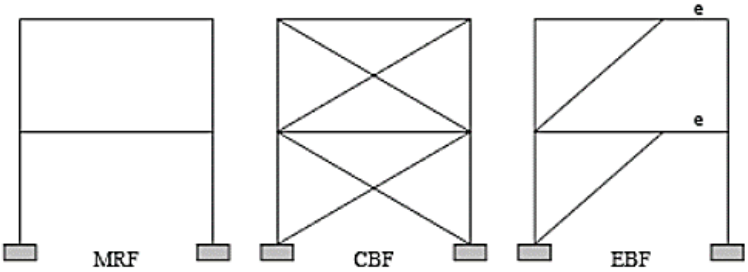
Tabel 1.1 Dampak Bencana Indonesia 2013-2018
Sumber : (Badan Nasional Penanggulangan Bencana, 2019)

Bangunan dengan konsep vertikal, seperti apartemen, hotel, dan perkantoran memiliki risiko terhadap kerusakan akibat gempa yang lebih tinggi dibandingkan dengan bangunan yang lain. Hal ini disebabkan besarnya simpangan lateral yang diakibatkan oleh beban gempa, berbanding lurus dengan tinggi bangunan (Faizah, 2015). Struktur utama dalam perancangan bangunan umumnya menggunakan material beton bertulang. Akan tetapi, beton memiliki kelemahan yaitu sifat daktilitas yang rendah sehingga diperlukan adanya suatu inovasi perencanaan dengan menggunaan material baja beton komposit sebagai alternatif perencanaan gedung bertingkat tahan gempa.

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda sifat dan karakteristik yang bekerja sama untuk memikul beban yang berkerja pada struktur. Sruktur komposit baja-beton memungkinkan pemanfaatan karakteristik dari masing – masing bahan secara optimal, sehingga dengan penampang yang lebih kecil mampu memikul beban yang sama dengan beton bertulang biasa (Dharma, Hidayat, & N., 2018).

Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock merupakan gedung 15 lantai yang dibangun di Jl.Veteran Kabupaten Gresik. Gedung tersebut didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang konvensional. Hal ini menyebabkan bangunan memiliki kekuatan daktilitas yang rendah. Oleh karena itu, dibutuhkan adanya penggunaan material baja yang memiliki daktilitas lebih tinggi sebagai pengaku pada struktur bangunan, sehingga struktur pada bangunan mampu bekerja secara maksimal ketika gaya gempa sedang bekerja.

Ada beberapa macam jenis pengaku yang digunakan pada struktur rangka baja tahan gempa seperti yang ditunjukan pada **Gambar 1.1**, salah satunya adalah *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Konfigurasi yang ada pada sistem EBF dibagi menjadi tiga yaitu D-EBF, V-EBF dan Split-K EBF. Dari setiap konfigurasi yang ada pada bracing EBF, memiliki keefektifan tersendiri dalam meredam gaya gempa. Salah satu indikator yang bisa digunakan untuk melihat keefektifan dari sistem struktur yang dipilih adalah dengan melihat simpangan yang terjadi.



Gambar 1.1 Jenis Rangka Seismik yang Umum digunakan
Sumber : (Nidiasari & Budiono, 2010)

EBF merupakan hasil modifikasi dari sistem MRF dan CBF, dimana sistem EBF menggabungkan keunggulan dari dua sistem tersebut dalam hal kekuatan dan kekakuan. Ciri khas yang membedakan sistem EBF dengan sistem rangka yang lainnya adalah adanya link yang dijadikan sebagai pendisipasi energi gempa. Link pada sistem ini direncanakan untuk menjadi bagian terlemah dari elemen struktur yang lainnya seperti balok, kolom, dan bracing. Elemen yang bersifat elastis seperti kolom, balok dan bresing tentu tidak akan menimbulkan deformasi permanen jika terkena beban lateral gempa, namun elemen struktur yang digunakan akan memerlukan penampang yang jauh lebih besar.

Sebagai bahan studi perencanaan, maka akan dilakukan modifikasi pada struktur Gedung Apartemen Gunawangsa. Gedung yang sebelumnya berada di kota Gresik yang didesain menggunakan struktur beton bertulang konvensional akan dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja sistem EBF. Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban-beban yang bekerja di atasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar gedung dapat memikul beban-beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah dengan risiko gempa tinggi.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock menggunakan struktur baja komposit dengan sistem *Eccentrically Braced Frame (EBF)* ?

1.2.2 Rincian Permasalahan

Dari permaslahan utama diatas, didapatkan rincian permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur dengan sistem EBF pada Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?

3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
5. Bagaimana merencanakan bressing eksentrik dan *link*?
6. Bagaimana merencanakan struktur primer yang terdiri dari balok dan kolom komposit?
7. Bagaimana merencanakan sambungan pada struktur?
8. Bagaimana merencanakan pondasi dan *poer* yang sesuai dengan keadaan tanah yang ada?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah mampu merencanakan Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock menggunakan material baja komposit dengan sistem rangka *bresing* eksentis EBF .

1.3.2 Khusus

Dari tujuan umum diatas, didapatkan rincian tujuan perencanaan sebagai berikut :

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur dengan system EBF pada Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Superblock
2. Menghitung pembebanan yang terjadi
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga
4. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000
5. Merencanakan bressing eksentrik dan *link*
6. Merencanakan struktur primer yang terdiri dari balok dan kolom komposit
7. Merencanakan sambungan dan *base plate* pada struktur

8. Merencanakan pondasi dan *poer* yang sesuai dengan keadaan tanah yang ada
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar Teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain :

1. Tidak menghitung analisa biaya dan waktu
2. Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing.*
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan untuk perencanaan struktur dengan material baja komposit dengan sistem *Eccentrically Braced Frame (EBF).*
2. Memberikan alternatif sistem struktur yang tahan gempa.
3. Memberikan alternatif untuk perencanaan struktur selain beton bertulang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Komposit Baja-Beton

Struktur komposit (*Composite*) baja-beton merupakan struktur yang terdiri dari dua material dengan karakteristik bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan. Struktur beton memiliki karakteristik bahan yang getas serta nilai kuat tekan yang relative tingi bila dibandingkan dengan kuat tariknya yang berkisar 9-15% dari kuat tekannya (Dipohusodo,1999 dalam (Alfirdaus, Dapas, & Handono, 2019)). Sedangkan karakteristik penting yang dimiliki oleh baja adalah kekuatanan, modulus elastisitas, serta daktilitas yang tinggi. Hal ini membuat struktur baja mampu mencegah terjadinya keruntuhan secara tiba – tiba sehingga mampu memberikan peringatan dini melalui adanya deformasi yang besar (Setiawan, 2002).

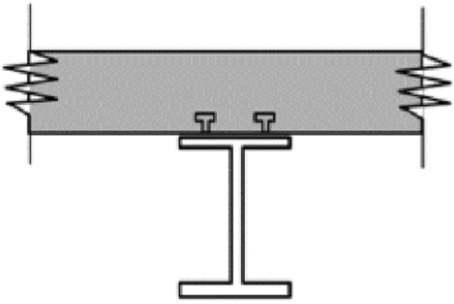
Sistem struktur komposit baja-beton memanfaatkan interaksi dari masing – masing karakteristik komponen secara optimal, sehingga akan didapatkan sifat komponen yang lebih baik dan efisien (Alfirdaus, Dapas, & Handono, 2019)

2.1.1 Balok Komposit

Balok adalah komponen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu longitudinalnya. Balok komposit baja-beton diartikan sebgaai komponen struktur yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis antara dua bahan yaitu baja dan beton (Bowles, 1980 dalam (Is, Zardi, & Mahathir, 2019). Beberapa jenis balok komposit antara lain :

a. Balok Komposit Penuh
   Pada balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dengan jumlah yang memadai, sehingga didapatkan kuat lentur yang maksimum. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 03-1729-2002 pasal 12.2.6).
b. Balok Komposit Parsial

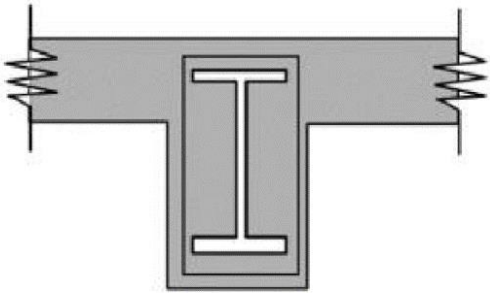
Pada balok komposit parsial **Gambar 2.1**, kekuatan balok yang memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 03-1729-2002 pasal 12.2.7).



Gambar 2.1 Balok Komposit
(Sumber : Segui,2007 dalam (Is, Zardi, & Mahathir, 2019))

c. Balok Baja yang diberi Selubung Beton
Balok baja yang diberi selubung beton pada **Gambar 2.2** semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton jika memenuhi persyaratan berikut (SNI 03-1729-2002 pasal 12.2.8)

1. Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm, kecuali yang disebutkan pada poin ke-2.
2. Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah pelat.
3. Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.

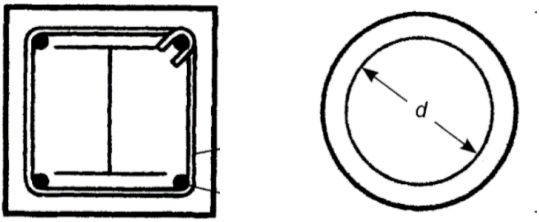


Gambar 2.2 Balok Baja yang diberi Selubung Beton
(Sumber : Segui,2007 dalam (Is, Zardi, & Mahathir, 2019))

2.1.2 Kolom Komposit

Kolom pada **Gambar 2.3** merupakan suatu elemen struktur tekan yan merupakan tiitk kritis dimana dapat menyebabkan runtuhnya *(collapse)* lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total *(total collapse)* dari seluruh struktur (Sudarmoko, 1996 dalam (Rantung, Sumajouw, & Windah, 2014)).

Kolom komposit baja-beton terdiri dari dua jenis, yaitu kolom yang terbentuk dari baja yang diisi dengan beton polos atau dapat pula berasal dari profil baja yang dibungkus dengan beton dan diberi tulangan baja serta sengkan seperti pada kolom beton pada umumnya. (Setiawan, 2002).



(a) (b)

Gambar 2.3 Kolom Komposit (a) Profil Baja Dibungkus Beton, (b) Pipa Baja diisi Beton
(Sumber : Setiawan,2002)

Menurut Mariono, dkk.,2011 kolom komposit dengan material baja yang diisi beton atau disebut sebagai *Concrete Filled Steel Tube* memiliki beberapa kelebihan jika dibandingkan dengan kolom baja dan beton yang dipisah, yaitu :

a. Interaksi antara pipa baja dan beton

   Tekuk lokal dari pipa baja akan lambat dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton, kekuatan beton bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja dan penyusutan dan retak dari beton akan lebih kecil dari beton bertulang.

b. Penampang

   Rasio baja pada kolom komposit lebih besar dari pada pada beton bertulang dan baja pada kolom komposit berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang luas.

c. Efesiensi konstruksi

   Kolom komposit tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan lebih hemat biaya konstruksinya. Sehingga tempat konstruksi tetap terjaga kebersihannya.

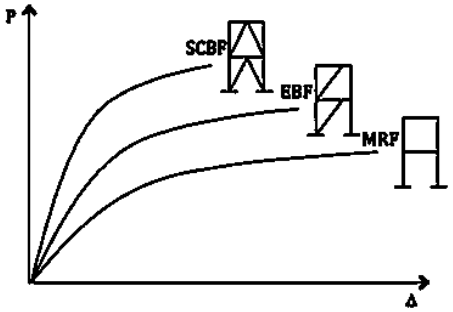
d. Tahan kebakaran

   Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

2.2 *(Eccentrically Braced Frame*) EBF

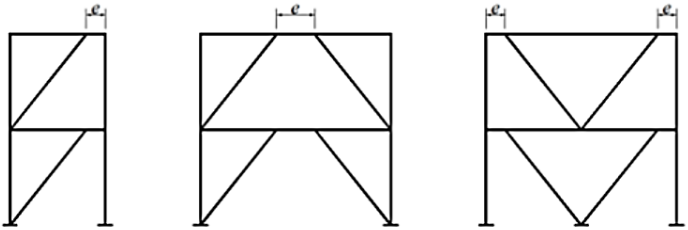
Eccentrically Braced Frame (EBF) merupakan sistem struktur pengembangan yang menggabungkan dua jenis sistem rangka penahan gaya lateral. Sistem EBF memanfaatkan daktilitas dan kapasitas dissipasi energi yang tinggi pada sistem *Moment Resisting Frame* (MRF) namum memiliki kekakuan rendah, serta memanfaatkan tingkan kekakuan elastis yang tinggi seperti pada system *Concentrically Braced Frame* (CBF) namum memiliki daktilitas dan kapasitas dissipasi energi yang rendah (Moestopo,2007 dalam Musbar,dkk.,2015). Berikut adalah grafik

perbandingan prilaku system struktur CBF, MRF, dan EBF pada **Gambar 2.4.**

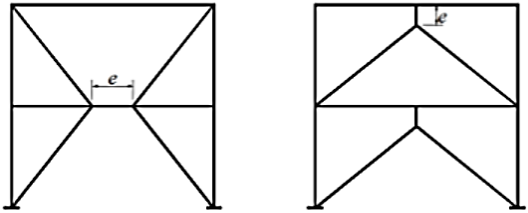


Gambar 2.4 Prilaku Struktur Baja Penahan Gempa
(Sumber : Moestopo,2007 dalam (Musbar, 2015))

Sistem EBF membatasi perilaku inelastik agar terjadi hanya pada link elemen balok yang berada diantara dua pengekang eksentrik, sedangkan bagian balok luar, kolom dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja. Mekanisme leleh yang terjadi pada link dapat berupa terbentuknya sendi plastis pada kedua ujung link akibat tercapainya momen plastis penampang link atau berupa terjadinya leleh pada pelat badan link akibat tercapainya gaya geser plastis penampang link. Pada kelelahan link akibat momen disebut sebagai link lentur, sedangkan akibat geser disebut sebagai link geser (Moestopo & Panjaitan, 2012). Berikut adalah beberapa tipe dari link pada system EBF pada **Gambar 2.5.**



(a) (b) (c)



(d) (e)

Gambar 2.5. Jenis Sistem EBF : (a) Tipe D-Braces (b) Tipe Split K-Braces (c) V-Braces (d) Split K & Inverted Split K-Braces (e) Inverted Y-Braces

Sumber : (Aulia, Suswanto, Amalia, & Isdarmanu, 2018)

Dari beberapa jenis penempatan bracing untuk sistem EBF pada **Gambar 2.5**, konfigurasi Split K-Braced mempunyai keuntungan yaitu memiliki bentuk yang simetris dan letak link yang tidak langsung terhubung oleh kolom sehingga akan terhindar dari *full moment connection* pada kolom (sendi plastis tidak terjadi di dekat kolom) (Aulia, Suswanto, Amalia, & Isdarmanu, 2018).

2.2.1 Prilaku Kinerja pada Link

Link dalam EBF dibentuk dari offset sambungan bracing pada balok atau bracing yang berbatasan dengan kolom sehingga selama beban seismik bekerja link menjadi aktif dan mengalami pelelehan. Atau dengan kata lain link berfungsi sebagai sekering daktail (ductile fuse) selama pembebanan gempa, sehingga link akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik (Popov, dkk., 1987, dalam (Aulia, Suswanto, Amalia, & Isdarmanu, 2018)).

Pada tulisan Moestopo dan Panjahitan (2012) dipaparkan mengenai perkembangan dari hasil kajian pada kinerja link dari sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Pada sistem EBF tipe D, Gobarah dan Ramadan (1994) melakukan kajian mengenai kinerja sambungan link dan kolom dan didapatkan hasil dimana link dengan sambungan kaku mampu memikul gaya dalam

dan menyerap energi yang lebih tinggi jika dibandingkan pada link dengan sambungan fleksibel.

Pada sistem EBF tipe split K Brace telah dilakukan kajian oleh Stratan dan Dubina (2004) terhadap beberapa spesimen link. Link dibebani secara siklik sampai mencapai kegagalan, kemudian didapatkan hasil pengujian yang menunjukkan kinerja yang lebih optimal terjadi pada link yang lebih pendek, berupa kekuatan yang lebih tinggi dan perilaku histeresis dan penyerapan energi yang lebih baik tanpa terjadinya efek pinching yang signifikan, yang dapat memicu degradasi kekakuan dan kekuatan. Penurunan kekuatan ini disebabkan oleh rusaknya baut akibat mengalami gaya tarik pada link yang lebih panjang.

Pada tahun 2006, dilanjutkan kajian terhadap link pendek pada tipe split K brace oleh Moestopo dan Mirza dengan pembebanan siklik sampai link mengalami kegagalan. Didapatkan hasil yang menunjukkan fenomena pinching pada kurva histeresis dapat diperbaiki dengan menggunakan ukuran diameter baut yang lebih besar. Hasil kajian lanjut yang dilakukan oleh Moestopo dkk (2008), dan didapatkan hasil dimana penebalan pelat dan pembesaran diameter baut akan meningkatkan kinerja dari link geser dengan sambungan baut dalam hal daktilitas dan disipasi energi.

Dari beberapa hasil kajian eksperimental dan numerik yang telah banyak dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa link yang mengalami pelelehan geser *(short link)* memiliki daktilitas dan kestabilan yang besar dalam menahan beban gempa. Namun, kemungkinan pemberian area bukaan dalam dalam arsitektur yang terlalu kecil menjadikan pemilihan *short link* pada system EBF kurang diminati (Aulia, Suswanto, Amalia, & Isdarmanu, 2018).

2.2.2 Penggunaan Konstruksi Baja di Indonesia

Konstruksi dengan material baja relative jarang digunakan di Indonesia. Berdasarkan tulisan Debrowoto tahun 2018 konstruksi beton relatif lebih popular di Indonesia dikarenakan kemampuan insinyur sipil dalam menguasai baja yang minim. Oleh

karena itu, ketika dipaksakan dalam penggunaan struktur baja maka akan didapatkan hasil yang tidak optimal yaitu mutu rendah serta biaya yang mahal.

Kelemahan kostruktur dengan material baja adalah harus melibatkan pekerja serta engineering yang memiliki keahlian di bidang tersebut, hal ini berbeda jika menggunakan beton yang bisa menggunakan pekerja umum tanpa dasar bidang keahlian tertentu. Sedangkan di Indonesia masih minim jumlah pekerja yang memiliki keahlian dibidang baja.

2.3 Pondasi

Pondasi merupakan konstruksi dasar struktur/bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah. Pondasi berfungsi untuk meneruskan beban dari bagian struktur atas dari suatu bangunan ke lapisan tanah dibawahnya. Selain itu, pondasi juga berfungsi untuk menjamin kestabilan bangunan terhadap berat bangunan sendiri serta beban – beban yang berasal dari gaya – gaya luar sehingga tidak akan terjadi adanya penurunan *(settlement)* (Gunawan,1993 dalam Pagehgiri, 2015).

Dalam perencanaan, pemilihan jenis pondasi *(sub-structure)* perlu memperhatikan dan mempertimbangkan beberapa aspek yaitu (Suyono, 1984 dalam Pagehgiri, 2015) :

1. Keadaan tanah pondasi yang meliputi jenis tanah, daya dukung tanah, kedalaman lapisan tanah keras, dan sebagainya.
2. Batasan batasan akibat konstruksi diatasnya *(superstructure)* meliputi kondisi beban dan sifat dinamis bangunan diatasnya.
3. Batasan – batasan dari sekelilingnya, diantaranya lokasi proyek hal ini dikarenakan pondasi tidak boleh mengganggu dan membahayakan bangunan dan lingkungan yang telah ada di sekitarnya.
4. Biaya dan waktu dan biaya pekerjaan, hal ini bertujuan pada pencapaian kondisi yang ekonomis dalam pembangunan.

Pondasi bangunan umumnya dibedakan menjadi dua bagian berdasarkan kedalamannya yaitu pondasi dangkal *(shallow foundation)* dan pondasi dalam *(deep foundation).* Pemilihan

pondasi ini berdasarkan letak tanah keras serta perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi.

2.3.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal disebut juga sebagai pondasi langsung, Pondasi dangkal digunakan pada lapisan tanah keras dengan kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) sehingga pondasi dangkal terletak dekat dengan permukaan tanah. Pada pondasi dangkal terdiri dari beberapa jenis, diantaranya

1. Pondasi Telapak
   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.
2. Pondasi Memanjang
   Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.
3. Pondasi Rakit
   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.

2.3.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam digunakan pada struktur yang dibangun diatas tanah dasar yang lunak/berpasir. Hal ini menyebabkan pondasi harus dalam hingga menembus pada lapisan tanah yang keras atau berbatuan. Pondasi dalam terdiri dari beberapa jenis diantaranya

1. Pondasi Sumuram *(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 (Df) dibagi lebar (B) lebih

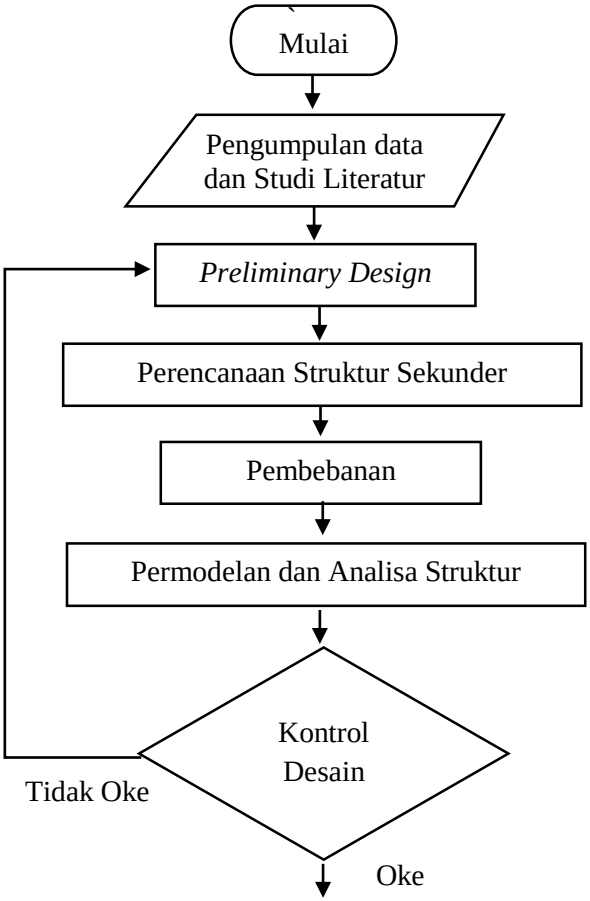
kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal Df/B ≤ 1.

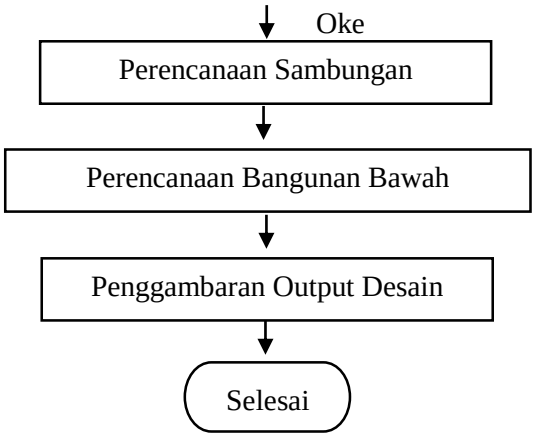
2. Pondasi Tiang *(Pile Foundation)*
   Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran.

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alur Perencanaan

Metodologi dalam perencaaan gedung pada apartemen Gunawangsa Superblock yang menggunakan balok dan kolom komposit serta sistem *Eccentrically Braced Frame (EBF)* disusun dengan tahapan pada diagram alir **Gambar 3.1** :





Gambar 3.1 Bagan Metodologi Perencanaan Tugas Akhir

3.2 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam penyusunan tugas akhir, penyelesaian pada perencanaan digambarkan dalam bentuk diagram alir, dengan detail penjelasan sebagai berikut :

3.2.1 Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data awal yang digunakan dalam melakukan modifikasi perencanaan gedung dengan balok dan kolom komposit serta menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Data yang dikumpulkan meliputi data umum pada bangunan, dan data tanah dari lokasi modifikasi.

3.2.1.1 Data Umum Bangunan

Berikut adalah data umum pada gedung yang akan dilakukan modifikasi, sebagai berikut :

Nama gedung	: Gunawangsa Superblock Tower A
Lokasi	: Gresik
Fungsi gedung	: Apartemen
Jumlah tingkat	: 15 Tingkat + 1 Atap
Tinggi gedung	: 45,70 meter
Struktur utama	: Beton Bertulang

Dalam tugas akhir ini Gedung akan dilakukan modifikasi dilokasi yang berbeda, berikut adalah data perencanaan lokasi dimana gedung modifikasi akan direncanakan :

Nama gedung	: Gunawangsa Superblock Tower A
Lokasi	: Surabaya
Fungsi gedung	: Apartemen
Jumlah tingkat	: 25 Tingkat + 1 Atap
Tinggi gedung	: 87,50 meter
Struktur utama	: Balok Baja Komposit dan Kolom *Concrete Filled Steel Tube*
Sistem Struktur	: Sistem Rangka Bresing Eksentrik

3.2.1.2 Data Tanah

Data tanah digunakan untuk mengetahui jenis tanah pada perencanaan lokasi pembangunan gedung hasil modifikasi. Dari data tanah akan didapatkan faktor pengaruh gempa terhadap bangunan yang ditinjau.

3.2.2 Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan dasar perencanaan yang berkaitan dengan bangunan struktur baja komposit yang menggunakan rangka bressing eksentrik. Literatur yang digunakan meliputi referensi dari jurnal, modul, dan peraturan mengenai perencanaan struktur bangunan baja yang berlaku. Peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
2. AISC 341-10 tentang Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
3. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
4. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
5. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

6. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG) tahun 1983.

3.2.3 *Preliminary Design*

Perencanaan awal pada gedung apartemen Gunawangsa Superblock meliputi data struktur bangunan, material komponen struktur yang digunakan, serta pembebanan yang terjadi pada struktur. Struktur diubah dengan menggunakan balok kolom komposit dengan menggunakan bressing eksentrik serta direncanakan di wilayah Sumatra Utara. Berikut adalah data modifikasi gedung apartemen Gunawangsa Superblock :

Panjang gedung	: 39,10 meter
Lebar gedung	: 12,20 meter
Fungsi gedung	: Apartemen/Tempat tinggal
Jumlah tingkat	: 25 tingkat + 1 Atap
Tinggi gedung	: 87,50 meter
Tinggi lantai dasar	: 3,50 meter
Tinggi antar lantai	: 3,50 meter
Struktur utama	: Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Pada *preliminary design* dilakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur utama. Penentuan mutu bahan dan material struktur serta perencanaan dimensi profil sebagai berikut :

1. Dimensi *link*
2. Dimensi balok diluar *link*
3. Dimensi *bracing*
4. Dimensi balok induk
5. Dimensi kolom

3.2.4 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder terdiri dari perencanaan pada pelat, balok anak, tangga, dan balok lift. Berikut adalah detail perencanaan pada struktur sekunder :

1. Pelat lantai
2. Balok anak
3. Tangga
4. Balok penggantung

3.2.5 Perhitungan Pembebanan pada Struktur

Analisa pembebanan dilakukan pada perencanaan struktur untuk mengetahui jenis dan besar setiap beban yang terjadi pada struktur. Pembebanan pada struktur direncanakan terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Berikut adalah detail pembebanan yang direncanakan :

3.2.5.1 Beban Mati

Beban mati yang dimaksud dalam SNI 1727 : 2013 pasal 3.1.1 merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang diantaranya beban struktur utama yaitu balok,kolom,bracing, dan link. Selain itu beban mati juga temasuk beban dinding, lantai, atap, plafon, tangga, *finishing*, serta komponen arsitektural, struktur yang lain, serta peralatan layan lain yang terpasang seperti MEP. Detail pembebanan beban mati dapat menggunakan peraturan PPIUG 1983.

3.2.5.2 Beban Hidup

Beban hidup yang dimaksud dalam SNI 1727 : 2013 pasal 4 adalah beban maksimum yang dimungkinkan akan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup tidak booleh direncanakan kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan pada SNI 1727 : 2013. Tabel 4-1.

3.2.5.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian yang ditentukan dengan persamaan 3.1 :

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \qquad (3.1)$$

Keterangan :

q = tekanan velositas (q_z) untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian z diatas permukaan tanah.

q = tekanan velositas (q_h) untuk dinding di sisi angin pergi,

dinding samping, dan atap diukur ketinggian h.

q_i = tekanan velositas (q_h) untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian

q_i = tekanan velositas (q_z) untuk mengevaluasi tekanan pada internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak atau dilindungi dengan penutup tahan impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h ($q_i = q_h$).

G = faktor efek-tiupan angin (Pasal)

Cp = koefisien tekanan eksternal

Gcpi = koefisien tekanan internal

3.2.5.4 Beban Gempa

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

1. **Menentukan kategori bangunan gedung (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)**

Tabel 3.1 Kategori Bangunan Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat	I

terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : Bioskop, Gedung pertemuan, Stadion, Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat, Fasilitas penitipan anak, Penjara, dan Bangunan untuk orang jompo. Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air	III

- Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material	IV

atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat darurat Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV	

(Sumber : SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

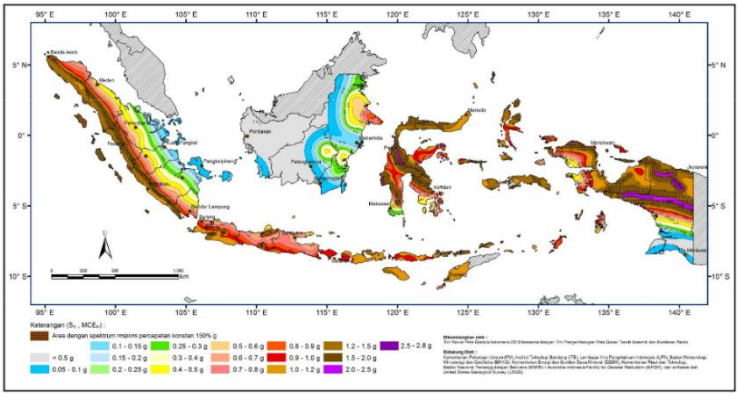
2. **Menentukan faktor keutamaan gempa (I_e) (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)**
   Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada **Tabel 3.2**.

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

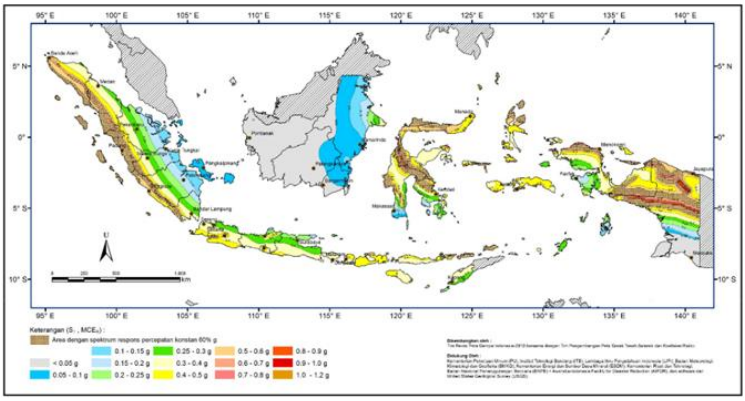
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

(Sumber : SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

3. **Menentukan nilai parameter percepatan tanah (SS, dan S1)**
   Penentuan nilai parameter percepatan tanah Ss dan S1 dapat dilihat pada **Gambar 3.2** dan **Gambar 3.3**.



Gambar 3.2 Nilai Parameter SS
(Sumber : SNI-1726-2012 Gambar-9)



Gambar 3.3 Nilai Parameter S1
(Sumber : SNI-1726-2012 Gambar-10)

4. **Menentukan klasifikasi situs tanah (SA-SF) (SNI-1726-2012 Pasal 5.3)**
   Klasifikasi situs tanah dapat dilihat pada **Tabel 3.3.**

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs Tanah (SA-SF)

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (bantuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (bantuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥100 kN/m^2
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15 – 50	50 sampai 100 kN/m^2
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	<15	<50 kN/m^2
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : • Indeks plastisitas, PI > 20		

	• Kadar air, w ≥ 40% • Kuat geser niralir S_u < 25 kPa
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gemapa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaha tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan H >3 m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75 • Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan Su < 50 kPa

(Sumber : SNI-1726-2012 Gambar-10)

5. Menentukan faktor koefisien situs (SNI-1726-2012 Pasal 6.2)

Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait (Fv). Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) ditentukan pada perumusan 3.2 dan 3.3 :

$$S_{MS} \leq F_a \, S_S \qquad (3.2)$$

$$S_{M1} \leq F_V \, S_1 \qquad (3.3)$$

Berikut koefisien tabel situs Fa (**Tabel 3.4)** dan Fv (**Tabel 3.5**) sesuai SNI 1726-2012 :

Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, Ss				
	$Ss \leq 0{,}25$	$Ss = 0{,}5$	$Ss = 0{,}75$	$Ss = 1{,}0$	$Ss \geq 1{,}25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^B				

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 4)

Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 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	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^B				

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 5)

6. Menghitung parameter percepatan desain (S_{DS}, S_{D1}) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan pada persamaan 3.4 dan 3.5 :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.5)$$

7. Menentukan kategori seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Penentuan kategori seismik berdasarkan nilai SDS ditentukan sesuai pada **Tabel 3.6**, sedangkan penentuan kategori desain seismic berdasarkan nilai SD1 sesuai pada **Tabel 3.7**.

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	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-1726-2012 Tabel 5)

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 5)

8. **Memilih Faktor koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0). (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)**

Penentuan faktor R, Cd, dan Ω_0 dapat dilihat pada **Tabel 3.8.**

Tabel 3.8 Nilai Faktor R, Cd, dan Ω_0

Sistem Penahan Gaya Gempa		Koefisien Respons Modifikasi, *R*	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, *Cd*	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	D	E	F
D	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1	Rangka Baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3	Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4	Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5	Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 9)

9. Melakukan analisis statik ekivalen

Berikut adalah tahapan dalam melakukan analisis statik ekivalen :

a. Menentukan periode fundamental pendekatan, Ta (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

Dalam melakukan analisis statik ekivalen, tahapan pertama ditentukan terhadap nilai periode fundamental perkiraan (Ta) dengan perumusan 3.6 :

$$T_a = C_t \; x \; {h_n}^x \qquad (3.6)$$

Keterangan :

C_t dan x = Koefisien parameter waktu getar perkiraan pada **Tabel 3.9**

h_n = Tinggi struktur

Tabel 3.9 Nilai Faktor Ct dan X

Tipe Struktur	*Ct*	*x*
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 15)

b. Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \; \leq \; C_u \; x \; T_a \qquad (3.7)$$

Keterangan :

Ta = Periode fundamental perkiraan

Cu = Koefisien untuk batas atas periode perhitungan pada **Tabel 3.10.**

Tabel 3.10 Nilai Faktor Koefisien Cu

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1s, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

(Sumber : SNI-1726-2012 Tabel 14)

c. Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.8)$$

Keterangan :

S_{DS} = percepatan spektrum respon desain periode pendek

R = faktor modifikasi respon dalam

I_e = faktor keutamaan hunian

Dalam penentuan nilai Cs tidak lebih dari persamaan 3.9 :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.9)$$

Dan nilai Cs juga tidak kurang dari persamaan 3.10 :

$$C_s = 0.44\, S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.10)$$

Untuk struktur yang berlokasi dengan S1 ≥ 0.6 g, maka nilai Cs tidak kurang dari persamaan 3.11 :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Keterangan :
T = periode struktur dasar (detik)
S_1 = percepatan spektrum respon maksimum

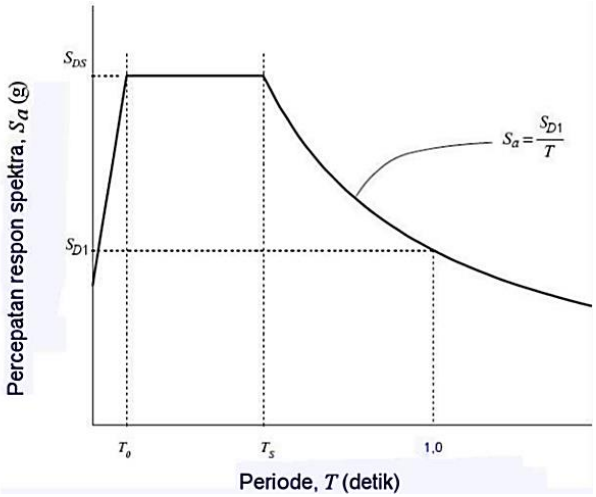
d. Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s\, W \tag{3.12}$$

Keterangan :
Cs = koefisien respons seismik
W = berat seismik pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

10. Analisis respon spectrum (SNI 1726:2012 Pasal 6.4)

Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum



Gambar 3.4 Grafik Respon Spectrum
(Sumber : SNI-1726-2012 Pasal 6.4)

- Pada periode T < T_0, respon spectra percepatan dengan persamaan 3.13 :

$$S_a = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \quad (3.13)$$

- Pada periode $T_0 \leq T \leq T_S$, respon spectra percepatan dengan persamaan 3.14 :

$$S_a = S_{DS} \quad (3.14)$$

- Pada periode $T > T_S$, respon spectra percepatan dengan persamaan 3.15 :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.15)$$

Dengan persamaan 3.16 dan 3.17 untuk nilai T_0 dan T_S sebagai berikut :

$$T_0 = \frac{0.2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.16)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.17)$$

11. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2):

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

Keterangan :

D = beban mati
L = beban hidup
Lr = beban hidup atap

S = beban salju
R = beban hujan
W = beban angin
E = beban gempa

3.2.6 Permodelan Struktur

Permodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP 2000. Permodelan direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

3.2.7 Kontrol Perencanaan Struktur

Kontrol perencanaan struktur yang dilakukan terdiri dari kontrol pada desain serta perencanaan elemen struktur primer.

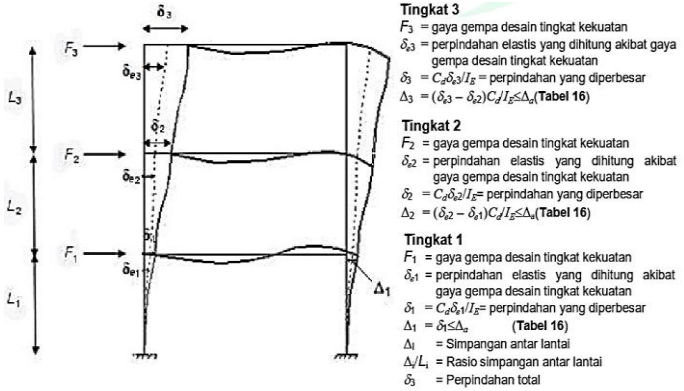
3.2.7.1 Kontrol Gaya Gempa Desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726 2012 sebagai berikut :

a. Kontrol Partisipasi Massa
   Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%.
b. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum
   Gaya geser dasar untuk respon spectrum (Vt) lebih besar 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0.85V/Vt (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).
c. Kontrol Periode Getar Alami Fundamental
   Untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan (3.6).
   Dimana nilai parameter adalah sebagai berikut :
   Ct = 0,0731
   x = 0,75
   h_n = Tinggi gedung
d. Kontrol Simpangan Antar Tingkat
   Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah

tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x, δx, dapat dihitung dengan Persamaan (3-23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada **Gambar 3.5.** Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, hsx, pada **Tabel 3.11**.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \tag{3.18}$$



Gambar 3.5 Penentuan Simpangan antar Lantai (Sumber : SNI-1726-2012 Pasal 7.9)

Tabel 3.11 Simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	$0{,}025h_{sx}$	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$

Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010h_{sx}	0,010h_{sx}	0,010h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h_{sx}	0,007h_{sx}	0,007h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020h_{sx}	0,015h_{sx}	0,010h_{sx}

(Sumber : SNI-1726-2012 Pasal 7.9)

3.2.7.2 Kontrol Elemen Struktur Utama

Kontrol elemen struktur utama terdiri dari kontrol link, pengaku link, batang bracing dan balok diluar link, balok, serta kolom.

1. Link

Link direncanakan untuk menerima geser atau lentur, sehingga kelelehan dapat terjadi akibat geser tersebut. Dalam kontrol elemen struktur link, maka harus diperhatikan hal – hal sesuai pada AISC 341-10 sebagai berikut :

a. Link berupa profil I atau profil built-up, sedangkan HSS tidak diperkenanakan sebgai profil link.

b. Kuat geser rencana *link*, ϕVn, harus lebih besar daripada kuat geser perlu Vu, harus nilai terkecil dari batas limit dari kelelehan geser pada badan profil dan kelelehan lentur pada gross section. Untuk batas limit keduanya :

ϕ_v=0.90 (LRFD)
Ω_v=1,67 (ASD)

- Pada kelelehan geser

$$V_n = V_p \tag{3.19}$$

dimana :

$V_p = 0{,}6 f_y A_{lw}$ untuk $P_r/P_c \leq 0{,}15$
$V_p = 0{,}6 f_y A_{lw}\sqrt{1-(P_r/P_c)^2}$ untuk $P_r/P_c > 0{,}15$
$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w$ untuk profil I
$A_{lw} = 2(d - 2t_f)t_w$ untuk profil box link
$P_r = P_u$ (LRFD) atau P_a (ASD), disesuaikan
$P_u =$ kekuatan aksial perlu kombinasi LRFD, kips (N)
$P_a =$ kekuatan aksial perlu kombinasi ASD, kips (N)

$P_c = P_y$ (LRFD) atau $P_y/1{,}5$ (ASD), disesuaikan
$P_y =$ kekuatan aksial nominal = $F_y A_g$

- Pada kelelehan Lentur

$$V_n = 2M_p/e \tag{3.20}$$

dimana :
$M_p = F_y Z$ untuk $P_r/P_c \leq 0{,}15$
$M_p = F_y Z \left(\frac{1-P_r/P_c}{0{,}85}\right)$ untuk $P_r/P_c > 0{,}15$
e = panjang link, in. (mm)

c. Jika $P_r/P_c > 0{,}15$, panjang dari link harus dibatasi dengan persamaan sebagai berikut:
Ketika $\rho' \leq 0{,}5$

$$e \leq \frac{1{,}6M_p}{V_p}$$

Ketika $\rho' > 0{,}5$

$$e \leq \frac{1{,}6M_p}{V_p}(1{,}15 - 0{,}3\rho')$$

dimana :

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c}$$

$V_r = V_u$ (LRFD) atau V_a (ASD), disesuaikan, kips (N)
$V_u =$ kekuatan geser perlu kombinasi LRFD, kips (N)
$V_a =$ kekuatan geser perlu kombinasi beban ASD, kips (N)
$V_c = V_y$ (LRFD) atau $V_y/1{,}5$ (ASD), disesuaikan, kips (N)
$V_y =$ kekuatan geser nominal = $0{,}6F_y A_{lw}$
Untuk link dengan gaya aksial kecil tidak ada batasan panjang link. Batasan hanya pada sudut rotasi link.

d. Nilai sudut rotasi ink didapatkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\gamma = \frac{L}{e}\theta \tag{3.21}$$

dimana: γ = rotasi *link*
L = panjang balok (m)

e = panjang *link* (m)
θ = radian

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, Δ. Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi nilai berikut:

1. 0,08 radian untuk e ≤ 1,6 M_p/V_p
2. 0,02 radian untuk e ≤ 2,6 M_p/V_p
3. Nilai Sudut Rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

2. Pengaku Link

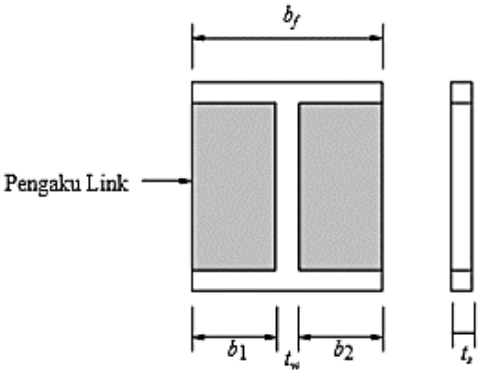
Pada titik pertemuan link dengan batang bresing dipasang pengaku setinggi badan link dan berada pada kesua sisi pelat badan link**.** Dengan detail pada **Gambar 3.6** dan persyaratan sesuai pada syarat berikut :

- Lebar Pengaku ≥ $(b_f - 2t_w)$
- Ketebalan ≥ $0{,}75\ t_w$ atau 10 mm. dimana b_f lebar pelat sayap link dan t_w adalah tebal pelat badan link.

Pengaku badan direncanakan pada link dengan beberapa ketentuan sebagai berikut

1. Link dengan panjang ≤ 1,6 M_p/V_p direncanakan memilikijarak antar spasi dengan tidak melebihi (30 t_w – d/5) untuk sudut rotasi link 0,08 radian atau (52t_w – d/5) untuk sudut rotasi link ≤ 0,02 radian, dan nilai interpolasi linier digunakan jika sudut rotasi linier antara 0,08 radian dan 0,02 radian.
2. Link dengan panjang diantara 2,6 M_p/V_p dan 5 M_p/V_p direncanakan memeiliki jarak antar pengaku sebesar 1,5 bf dari setiap ujung link.
3. Link dengan dengan panjang diantara 1,6 M_p/V_p dan 2,6 M_p/V_p harus direncanakan dengan syarat (b_1 + b_2) ≥ (b_f

- $2t_w$) serta $t_2 \geq 0{,}75\, t_w$ atau 10 mm (Pilih terbesar) sesuai pada gambar dibawah ini.



Gambar 3.6 Detail Pengaku Link
(Sumber : SNI-1729-2002 Pasal 15.3.3)

4. Link dengan panjang lebih besar dari 5 M_p/V_p tidak memerlukan pengaku diantaranya.
5. Pengaku antara link harus direncanakan setinggi pelat badan. Pengaku link dengan tinggi profil lebih kecil dari 600 mm hanya diperlukan pada salah satu sisi pelat badan link. Ketebalan pengaku satu sisi tersebut tidak boleh lebih kecil dari tw atau 10 mm, dan untuk lebarnya tidak boleh lebih kecil dari (b_f / 2-t_w). untuk link dengan tinggi profil lebih besar dari pada 600 mm, pengaku antara harus direncanakan pada kesua sisi dari pelat badan link.

3. Batang Bresing dan balok diluar *link*

Batang bresing harus dilakukan kontrol terhadap gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25.Ry.Vn. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok diluar link harus dilakukan kontrol terhadap gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25.Ry.Vn. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

4. Kontrol Balok

Balok yang menerima beban lentur Mu harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi . M_n \tag{3.22}$$

Dimana :

Mn : Momen nominal balok
Mu : Momen ultimate yang terjadi
ϕ : Faktor reduksi = 0,9 (DFBK)

Dalam mendapatkan momen nominal maka dilakukan tahapan sebagai berikut

a. <u>Kontrol Penampang</u>

Pada kontrol penampang dilakukan kontrol pada badan, dikarenakan balok yang digunakan merupakan balok komposit. Kemudian akan dikelompokkan menjadi penampang kompak atau nonkompak. Penentuan tersebut akan digunakan dalam menentukan perumusan momen nominal lentur penampang akibat tekuk local yang akan digunakan.

- Untuk Badan (*web*):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \tag{3.23}$$

  - Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.24)$$

- Penampang non kompak ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$)

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.25)$$

Keterangan :

b_f : Lebar sayap
t_f : Tebal sayap
h : Tinggi profil
t_w : Tebal pelat badan
f_y : Kuat leleh profil baja
f_r : Tegangan tekan residual pada plat sayap

b. <u>Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal</u>

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F SNI 1729:2015.

a) Penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x \quad (3.26)$$

b) Penampang non kompak

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0{,}7\, F_y S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \quad (3.27)$$

c. <u>Kontrol Lateral</u>

Pada kontrol lateral dikelompokkan menjadi bentang panjang, bentang menengah, dan bentang pendek. Penentuan tersebut akan digunakan dalam menentukan perumusan momen nominal lentur penampang akibat tekuk lateral yang akan digunakan. Berikut adalah pengeompokan dalam kontrol lateral.

a. Bentang Pendek (Lb ≤ Lp)
b. Bentang Menengah (Lp < Lb < Lr)
c. Bentang Panjang (Lb > Lr)

Nilai Lp dan Lr bisa didapatkan melaui tabel baja sesuai dengan mutu baja yang digunakan, atau dengan menggunakan persamaan dibawah ini :

$$L_p = 1{,}76\, r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.28}$$

$$L_r = 1{,}95\, r_{ts} \frac{E}{0{,}7\, f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7\, f_y}{E}\right)^2}} \tag{3.29}$$

d. <u>Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral</u>

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

a. Bentang pendek

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x \tag{3.30}$$

b. Bentang menengah

$$M_n = C_b \left[M_p - 0{,}7 F_y S_x \left(\frac{L - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \tag{3.31}$$

c. Bentang panjang

$$M_n = F_{cr}\, S_x \leq M_p \qquad (3.32)$$

e. **Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghung Geser**

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi 2, yaitu:

a. Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 pasal I2-a, kekuatan lentur positif desain, ∅Mn dan kekuatan lentur positif diizinkan Mn /Ω , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

- Untuk $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\, x \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

  Mn harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (Momen Plastis).

- Untuk $\frac{h}{tw} \geq 3{,}76\, x \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

  Mn harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh (Momen Leleh).

b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis).

5. Kontrol Struktur Kolom

a. Kontrol Struktur Kolom terhadap Tekan

Kolom merupakan komponen struktur yang direncanakan untuk memikul gaya kombinasi normal dan lentur. Dalam

perencanaan ini, kolom merupakan komposit jenis *Concrete Filled Tube.* Dalam perencanaan, luas penampang baja harus dibatasi dengan perumusan sesuai pada SNI 1729-2015 pasal I2-a pada persamaan 3.36 :

$$\frac{As}{Ac + As} \times 100\% \geq 1\% \tag{3.33}$$

Selain itu, komponen kolom sebagai penerima tekan diklasifikasikan untuk tekuk lokal sesuai pada pasal I1.4.

- Penampang Kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.34}$$

- Penampang Nonkompak ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$)

$$2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.35}$$

- Penampang Langsing ($\lambda > \lambda_r$)

$$5{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} > \frac{b_f}{2t_f} > 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.36}$$

Kriteria untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan (03-1729-2002 pasal 12.3.1). Pada komponen struktur komposit terisi beton, kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas tekuk lentur dengan modifikasi berikut :

a. Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p \tag{3.37}$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{3.38}$$

Nilai C2 = 0.85 (Penampang pesergi) dan 0.95 (Penampang bundar)

b. Untuk penampang non kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{\left(\lambda_r - \lambda_p\right)^2} \left(\lambda - \lambda_p\right)^2 \tag{3.39}$$

λ, λ_p, λ_r =rasio kelangsingan pada persamaan 3.38
Pp =ditentukan pada persamaan 3-41.
Py = ditentukan pada persamaan 3-43.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{3.40}$$

c. Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{3.41}$$

Nilai F_{cr} Untuk penampang persegi diisi beton

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{3.42}$$

b. <u>Kontrol Struktur Kolom terhadap Lentur</u>

Penampang pada komponen kolom diklasifikasikan menurut tekuk lokal sesuai pada SNI 1729-2015 pasal I1-4 sebagai berikut :

- Elemen Sayap
  - Penampang Kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.43}$$

- Penampang Nonkompak ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$)

$$2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.44}$$

➢ Elemen Badan

- Penampang Kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\frac{h}{2t_w} \leq 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.45}$$

- Penampang Nonkompak ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$)

$$3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{2t_w} < 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.46}$$

Kekuatan lemur yang tersedia dari komponen struktur komposit diisi beton harus ditentukan sebagai berikut :

a) Penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x \tag{3.47}$$

b) Penampang non kompak

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \tag{3.48}$$

c. <u>Kontrol Struktur Kolom terhadap Kombinasi Tekan dan Lentur</u>

Interaksi antara lentur dan dan gaya aksial pada komponen struktur komposit diisi beton baik dengan penampak kompak, non kompak atau penampang langsing mengikuti persamaan interaksi pada SNI 1729 : 2015 pasal H1.1 sebagai berikut :

➢ Bila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0{,}2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.49)$$

- Bila $\frac{P_r}{P_c} < 0{,}2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.50)$$

Dimana :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N
M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm
ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90
ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90
$P_c = \phi P_n$ = Kekuatan aksial desain, N
$M_c = \phi M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

d. <u>Kontrol Struktur Kolom terhadap Geser</u>

Kekuatan geser desain dan kekuatan geser yang diizinkan pada struktur komposit terisi beton dijelaskan sesuai pada SNI 1729 : 2015 pasal I.4 harus ditentukan berdasarkan satu dari yang berikut :

(a) Kekuatan geser yang tersedia dari penamang baja disyaratkan pada bab G.5. kekuatan geser nominal Vn pada struktur persegi ditentukan dengan menggunakan ketentuan Pasal G2.1

$$V_n = 0{,}6\, F_y A_w C_v \qquad (3.51)$$

dengan $A_w = 2ht$, dimana :

h = lebar yang menahan gaya geser, diambil sebagai jarak bersih antara sayap – sayap dikurangi radius sudut bagian dalam setiap sisi
t = ketebalan dinding desan

(b) Kekuatan geser yang tersedia dari bagian beton bertulang (beton ditambah tulangan baja) dijelaskan melalui SNI

- Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja

$$V_c = 0{,}17\,\lambda\sqrt{F'_c}\,b_w d \qquad (3.52)$$

- Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial

$$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{F'_c}\,b_w d \qquad (3.53)$$

Selain itu Vc dapat dilakukan perhitungan lebih rinci dengan sebagai berikut, dan untuk didapatkan nilai terkecil sebagai berikut :

- Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja

$$V_c = \left(0{,}16\,\lambda\sqrt{F'_c} + 17\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d \qquad (3.54)$$

- Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial

$$V_c = 0{,}29\lambda\sqrt{F'_c}\,b_w d\sqrt{1 + \frac{0{,}29N_u}{A_g}} \qquad (3.55)$$

3.2.8 Perencanaan Sambungan

3.2.8.1 Sambungan Baut

Perencanaan sambungan naut mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3. Berdasarkan peraturan tersebut, suatu baut yang memikul beban terfaktor harus memenuhi persamaan sebagai berikut :

a. Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \qquad (3.56)$$

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad (3.57)$$

Keterangan :

Φ = 0,75 (DFBK)

A_b = Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

F_n = Tegangan tarik nominal (F_{nt}) atau tegangan geser (F_{nv})

b. Kekuatan Geser Baut Tipe Tumpu

$$R_n = 1{,}2\, l_c t\, F_u \leq 2{,}4\, dtF_u \quad (3.58)$$

Keterangan :

F_u = Kekuatan Tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung (MPa)

d = Diameter baut nominal (mm)

l_c = Jarak bersih, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm)

c. Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpu

$$R_n = F'_{nt} \cdot A_b \quad (3.59)$$

$$F'_{nt} = 1{,}3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3.60)$$

Keterangan :

Φ = 0,75 (DFBK)

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

F_{nt} = Tegangan tarik nominal pada SNI 1729:2015 Tabel J3.2 (MPa)

F_{nv} = Tegangan geser pada SNI 1729:2015 Tabel J3.2 (MPa)

f_{rv} = Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban (MPa)

d. Kekuatan Baut Mutu Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu\, D_u\, h_f\ T_b\ n_s \qquad (3.61)$$

Keterangan :

μ = Koefisien slip rata-rata permukaan kelas A atau B yang sesuai atau seperti yang ditetapkan oleh pengujian.

D_u = 1,13; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarikbaut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang diisyaratkan. Penggunaan dari nilai-nilai lainnya dapat disetujui oleh insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.

T_b = Gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan Tabel J3.1, kips atau J3.1M, kN.

h_f = Faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi, $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:
- Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 1$
- Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 0{,}85$

N_s = Jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip.

Dalam penentuan kekuatan tersebut, terdapat beberapa ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban, Ø = 10
2. Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban, Ø = 0,85
3. Untuk lubang slot panjang, Ø = 0,70

e. Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Slip-Kritis

Bila sambungan kritis-slip menahan gay atarik yang diterapkan maka reduksi gaya penjepit neto, ketahan slip yang tersedia tiap baut pada persaman (3.64) harus dikalikandengan faktor K_{sc}, sebagai berikut :

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \tag{3.62}$$

Keterangan :

T_u = gaya tarik yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK(kN)

n_b = jumlah baut yang menahan gaya tarik yang diterapkan

f. Kekuatan Geser Blok

Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan blok geser sepanjang alur kegagalan geser atau alur-alur dan alur kegagalan tarik tegak lurus harus diambil sebesar:

$$R_n = 0{,}60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0{,}60F_yA_{gv} + U_{b.} \tag{3.63}$$

Keterangan :

Bila tegangan tarik adalah merata, $U_{bs} = 1$

Bila tegangan tarik tidak merata, $U_{bs} = 0{,}5$

3.2.8.2 Alat Sambung

Kekuatan geser dari elemen yang disambung harus dinilai tersendah yang diperlukan sesuai dengan keadaan batas leleh dari pelelehan geser dan keruntuhan geser.

- Kekuatan leleh tarik dari elemen alat sambung

$$R_n = F_y \cdot A_g \tag{3.64}$$

Keterangan :

F_y = tegangan leleh minimum disyaratkan (MPa)

A_g = Luas bruto dari komponen struktur (mm^2)

- Kekuatan keruntuhan tarik dari elemen alat sambung

$$R_n = F_u \cdot A_e \quad (3.65)$$

Keterangan :

F_u = kekuatan tarik minimum disyaratkan (MPa)

A_e = Luas neto efektif (mm^2)

- Kekuatan pelelehan geser dari elemen alat sambung

$$R_n = 0{,}60\, F_y \cdot A_{gv} \quad (3.66)$$

Keterangan:

Φ = 1,0

A_{gv} = luas bruto yang menahan geser (mm^2)

- Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan *block shear* sepanjang alur kegagalan geser harus diambil sebesar:

$$R_n \leq 0{,}60\, F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (3.67)$$

$$0{,}60\, F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0{,}60\, F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (3.68)$$

Keterangan:

U_{bs} = 1 (Bila tegangan tarik merata)

U_{bs} = 0,5 (Bila tegangan tarik tidak merata)

3.2.8.3 Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal J2, suatu las yang memikul beban terfaktor harus ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las.

- Untuk logam dasar

$$R_n = F_{nBM} \cdot A_{BM} \quad (3.69)$$

- Untuk logam las

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we} \quad (3.70)$$

Keterangan:

F_{nBM} = Tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

F_{nw} = Tegangan nominal dari logam las (MPa)
A_{BM} = Luas penampang logam dasar (mm^2)
A_{we} = Luas efektif las (mm^2)

Untuk las sudut, kekuatan yang diizinkan adalah sebagai berikut:

- Untuk kelompok las linier, dibebani melalui titik berat

$$R_n = F_{nw} \cdot A_{we} \tag{3.71}$$

$$F_{nw} = 0{,}60\ F_{EXX} \cdot (1{,}0 + 0{,}50\ sin^{1{,}5}\theta) \tag{3.72}$$

Keterangan:
F_{EXX} = Kekuatan klasifikasi logam pengisi
θ = Sudut pembebanan diukur dari sumbu longitudinal las (^{0})

- Untuk elemen las dalam suatu kelompok las

$$R_{nx} = \sum F_{nwix} \cdot A_{wei} \tag{3.73}$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwiy} \cdot A_{wei} \tag{3.74}$$

$$M_n = \sum \left[F_{nwiy} \cdot A_{wei} - F_{nwix} \cdot A_{wei}\right] \tag{3.75}$$

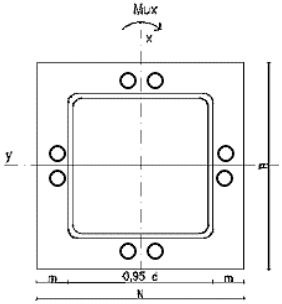
- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$R_n = R_{nwi} + R_{nwt} \tag{3.76}$$

$$R_n = 0{,}85\ R_{nwi} + 1{,}5\ R_{nwt} \tag{3.77}$$

Keterangan:
R_{nwi} = Kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani longitudinal
R_{nwt} = Kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani transversal

3.2.8.4 Sambungan *Base Plate*



Gambar 3.7 Detail Sambungan Base Plate

- Tegangan akibat beban Pu

$$fpa = \frac{Pu}{B\ N} \tag{3.78}$$

- Tegangan akibat momen Mux

$$fpb = \frac{6\ Mux}{B\ N^2} \tag{3.79}$$

- Tegangan Maksimal

$$\boldsymbol{fp(max) = fpa + fpb} \tag{3.80}$$

- Menentukan nilai momen

$$Mupl = \left(fp(\max) - 2\ fpb\ \frac{m}{N}\right) x \left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2\ fpb\ \frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right) \tag{3.81}$$

- Tebal *Base Plate*

$$t = \sqrt{\frac{4Mupl}{\phi fy}} \tag{3.82}$$

3.2.9 Perencanaan Bangunan Bawah

Pondasi merupakan struktur bagian bawah yang berhubungan langsung dengan tanah. Pondasi berfungsi untuk menahan beban struktur di atasnya. Dalam perencanaan dipergunakan Pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapatkan dari hasil SPT (*Standard Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Berikut adalah tahapan terhadap perhitungan terhdap perencanaan pondasi :

3.2.9.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

Dalam perhitungan daya dukung tiang pancang dilakukan dua kali perhitungan yaitu perhitungan daya dukur terhadap tiang pancang tunggal dan daya dukung terhadap tiang pancang satu grup.

1. Daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur fondasi menggunakan fondasi yang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standart Penetration Test*). Untuk diperhitungkan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasakan brosur dari tiang pancang WIKA dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1983-1996).

$$Q_L = Q_P + Q_S \tag{3.83}$$

Keterangan :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi
Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi
Q_S = Daya dukung akibat tekanan lateral

$$Q_P = \alpha \cdot q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \left(\check{\mathrm{N}}_p \cdot K\right) \cdot A_p \tag{3.84}$$

Keterangan :

$\check{N}_p$ = Harga rata-rata SPT 4*B* atas hingga 4*B* bawah dasar tiang pondasi (*B* = Diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah

- 12 t/m^2; untuk lempung
- 20 t/m^2; untuk lanau berlempung
- 25 t/m^2; untuk lanau berpasir
- 40 t/m^2; untuk pasir

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

α = *Base coefficient*

$$Q_S = \beta \cdot q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{\check{N}_s}{3} + 1\right) \cdot A_s \qquad (3.85)$$

2. Daya dukung tiang pancang dalam suatu grup

Pada kasus daya dukung grup pondasi, perlu diperhatikan pengaruh dari koefisien efisiensi (C_e) terhadap daya dukung tiang pancang grup :

$$Q_{L\,(group)} = Q_{L\,(1\,tiang)} \cdot n \cdot C_e \qquad (3.86)$$

Keterangan :

n = Jumlah tiang pancang dalam grup

C_e = Koefisien efisiensi

$Q_{L\,(group)}$ = Daya dukung tiang pancang grup

$Q_{L\,(1\,tiang)}$ = Daya dukung satu tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi (C_e), dengan metode *Converse Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\emptyset}{s}\right)}{90^0} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \qquad (3.87)$$

Keterangan :

$Ø$ = Diameter tiang pondasi
S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup
m = Jumlah baris tiang dalam grup
n = Jumlah kolom tiang dalam grup
C_e = 0,1 – 0,9 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3Ø$)

Bila di atas tiang-tiang dalam grup yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) terdapat beban-beban yang bekerja vertika (*V*), horisontal (*H*), dan momen (*M*), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_e) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\sum y^2} \quad (3.88)$$

Keterangan :

P_v = Beban vertikal ekivalen
V = Beban vertikal dari kolom
n = Banyaknya tiang dalam grup
M_x = Momen terhadap sumbu x
M_y = Momen terhadap sumbu y
x_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat grup tiang
y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat grup tiang
$\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral grup
$\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral grup

3.2.9.2 Perencanaan Tiang Pancang

Dalam perencanaan dilakukan perkiraan jumlah tiang pancang dengan persamaan pada 3.92 :

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.89)$$

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

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y . x_{max}}{\Sigma_x^2} + \frac{M_x . y_{max}}{\Sigma_y^2} > P_{ijin} \qquad (3.90)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y . x_{max}}{\Sigma_x^2} - \frac{M_x . y_{max}}{\Sigma_y^2} > 0 \qquad (3.91)$$

Keterangan :

n = Jumlah tiang pancang
M_x = Momen yang bekerja pada arahX
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
Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X
Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

a. Untuk jarak as ke as tiang pancang

$$2D < S < 2{,}5D \qquad (3.92)$$

b. Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer

$$1{,}5D < S1 < 2D \qquad (3.93)$$

3.2.9.3 Perencanaan Poer

Dalam perencanaan poer terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

a. Kontrol tebal minimum poer

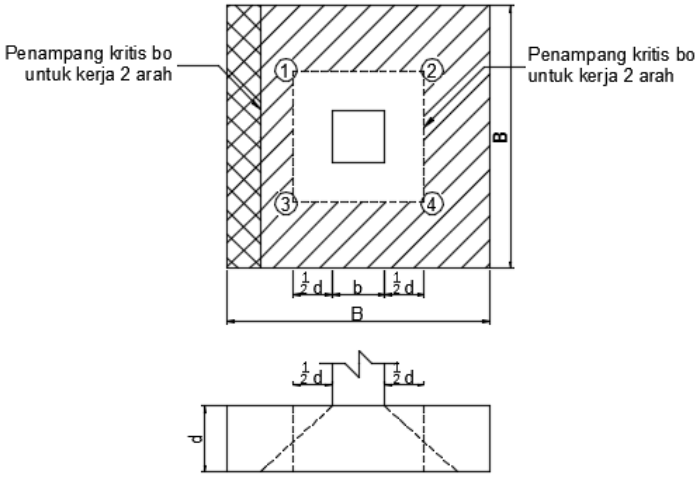
   Menurut SNI 03:2847:2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.

b. Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

   Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau diding 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 ½ d dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.10 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.

$$\emptyset V_n \geq V_u \tag{3.94}$$



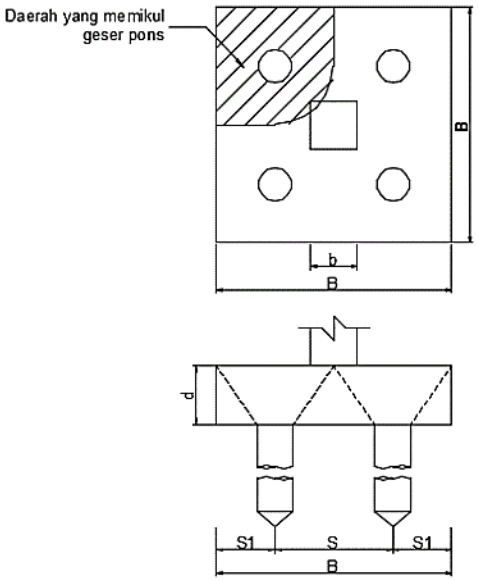
Gambar 3.8 Kontrol Geser Pons Poer (Beban Kolom)

c. 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 ½ 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 3.3 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibataksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3.9 Kontrol Geser Pons (Poer Tiang Pancang)

3.2.9.4 Penulangan Lentur

Perencanaan penulangan lentur berdasarkan momen ultimit yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$\rho_{min} = 0{,}002$ (Untuk f_y = 240 MPa)

$\rho_{min} = 0{,}0018$ (Untuk f_y selain 240 MPa)

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}}\right) \quad (3.95)$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 f'_c} \quad (3.96)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.97)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot s \quad (3.98)$$

3.2.10 Penggambaran Teknik

Hasil analisis modifikasi perencaan struktur dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris divisualisasikan dalam gambar teknik menggunakan program bantu *Autocad*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV
HASIL PERENCANAAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

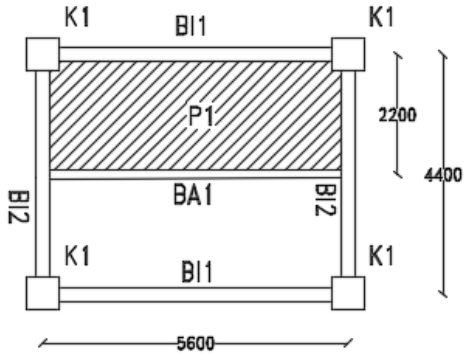
Perencanaan struktur sekunder yang direncanakan pada subbab ini meliputi perencanaan pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok penggantung lift.

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai dan Atap

Perencanaan pada pelat lantai 2-25 dan pelat atap gedung menggunakan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban berguna merupakan penjumlahan dari beban hidup dan beban mati yang terdiri dari beban – beban finishing pada pelat.
- Beban mati yang terdiri dari berat sendiri *Super Floor Deck* dan pelat beton sudah diperhitungkan pada brosur.
- Mutu baja tulangan U-48 (f_y = 4800 kg/cm^2).

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 2-25



Gambar 4.1 Pelat Lantai 2-25

a. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada struktur pelat lantai menggunakan SNI 1727:2013 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk

Gedung tahun 1983. Perhitungan pembebanan pada pelat yang terdiri dari beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat spesi 2 cm : 42 kg/m^2
  - Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
  - Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
  - Berat keramik 1 cm : 24 kg/m^2

  Maka didapatkan beban mati total q_D = 109 kg/m^2
- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
  - Beban hidup apartemen : 195,72 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup total q_L = 195,72 kg/m^2

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{total}) sebagai berikut :

$q_{total} = q_D + q_L$
$= 109 \text{ kg/m}^2 + 195{,}72 \text{ kg/m}^2$
$= 304{,}72 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{kg/m}^2$

b. Perencanaan Pelat Bondek

Tipe *Super Floor Deck* yang digunakan adalah batang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga. Berikut adalah data perencanaan untuk perencanaan pelat :

- Bentang pelat : 2,2 m
- Beban berguna : 400 kg/m^2

Dari data diatas didapatkan tebal pelat serta kebutuhan tulangan negatif sebagai berikut :

- Luas tulangan negatif : 1,98 cm^2/m
- Tebal pelat beton : 0,09 m
- Diameter tulangan : 1 cm^2
- Luas per 1 tulangan : 0,786 cm^2/m

Maka, didapatkan jumlah tulangan setiap meter :

$$n = \frac{\text{Luas Tulangan yang Dibutuhkan}}{\text{Luas Tulangan Dipasang}}$$

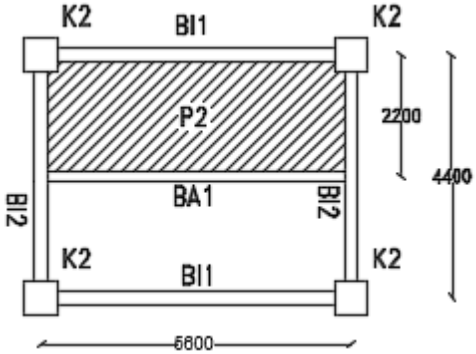
$$n = \frac{1{,}98\ cm^2/m}{0{,}786\ cm^2/m}$$

$n = 2{,}52$ buah ≈ 3 buah

Jarak antar tulangan = 1000 mm/3
= 333,33 mm

Dari perencanaan diatas, maka untuk memudahkan dalam memenuhi kebutuhan penggunaan tulangan negatif maka untuk pelat lantai 2 – 25 dipasang wiremesh M 10.

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap

a. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada struktur pelat lantai menggunakan SNI 1727:2013 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983. Perhitungan pembebanan pada pelat yang terdiri dari beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat spesi 1 cm : 21 kg/m^2
  - Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
  - Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
  - Berat waterproofing : 14 kg/m^2

Maka didapatkan beban mati total $q_D = 78$ kg/m^2

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
  - Beban hidup apartemen : 100 kg/m^2
  - Beban hujan : 20 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup total $q_L = 120$ kg/m^2

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{total}) sebagai berikut :

$q_{total} = q_D + q_L$
$= 78$ kg/m^2 $+ 120$ kg/m^2
$= 198$ kg/m^2 ≈ 200kg/m^2

b. Perencanaan Pelat Bondek

Tipe Super Floor Deck yang digunakan adalah batang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga. Berikut adalah data perencanaan untuk perencanaan pelat :

- Bentang pelat : 2,2 m
- Beban berguna : 200 kg/m^2

Dari data diatas didapatkan tebal pelat serta kebutuhan tulangan negatif sebagai berikut :

- Luas tulangan negatif : 1,37 cm^2/m
- Tebal pelat beton : 0,09 m
- Diameter tulangan : 1 cm^2
- Luas per 1 tulangan : 0,786 cm^2/m

Maka, didapatkan jumlah tulangan setiap meter :

$$n = \frac{\text{Luas Tulangan yang Dibutuhkan}}{\text{Luas Tulangan Dipasang}}$$

$$n = \frac{1{,}37 \text{ cm}^2/\text{m}}{0{,}786 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$n = 1{,}7436$ buah ≈ 2 buah

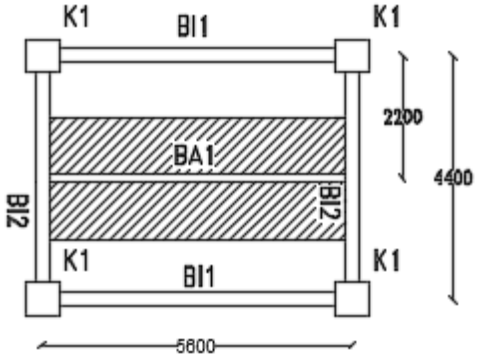
Jarak antar tulangan $= 1000$ mm$/2$
$= 500$ mm

Dari perencanaan diatas, maka untuk memudahkan dalam memenuhi kebutuhan penggunaan tulangan negatif maka untuk pelat atap dipasang wiremesh M 10.

4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi untuk meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perencanaan balok anak tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

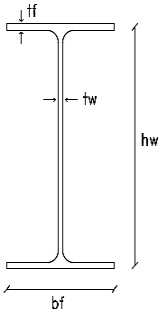
4.1.2.1 Balok Anak Lantai 2-25



Gambar 4.3 Distribusi Beban Lantai 2-25

Balok anak pada lantai 2-25 direncanakan dengan menggunakan profil WF 300.150.5,5.8. berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	32	kg/m	ix	=	12,4	cm
A	=	40,8	cm^2	iy	=	3,29	cm
d	=	298	mm	Sx	=	424	cm^3
bf	=	149	mm	Sy	=	59,3	cm^3
tw	=	5,5	mm	Zx	=	455	cm^3
tf	=	8	mm	Zy	=	91	cm^3
r	=	13	mm	Lp	=	163,78	cm
Ix	=	6320	cm^4	Lr	=	458,42	cm
Iy	=	442	cm^4	h	=	271	mm



a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai 2-25

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat pelat bondek : 10,1 kg/m^2
  - Berat beton 9 cm : 216 kg/m^2
  - Berat spesi 2 cm : 42 kg/m^2
  - Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
  - Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
  - Berat keramik 1 cm : 24 kg/m^2

  Maka didapatkan beban mati q_D = 359,1 kg/m^2

  - Total berat pelat permeter : 359,1 kg/m^2 x 2,2 m
    : 790,02 kg/m
  - Total berat profil : 32 kg/m

  Maka didapatkan beban mati per-meter q_D = 822,02 kg/m

- Beban Hidup (SNI 1727-2013, Tabel 4-1)
  - Beban hidup apartemen : 192 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 192 kg/m^2

  - Total berat pelat permeter : 192 kg/m^2 x 2,2 m
    : 422,4 kg/m

  Maka didapatkan beban mati per-meter q_L = 422,4 kg/m

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, didapatkan beban faktor sebagai berikut :

q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
= 1,2 x 822,02 + 1,6 x 422,4
= 1662,26 kg/m

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai 2-25

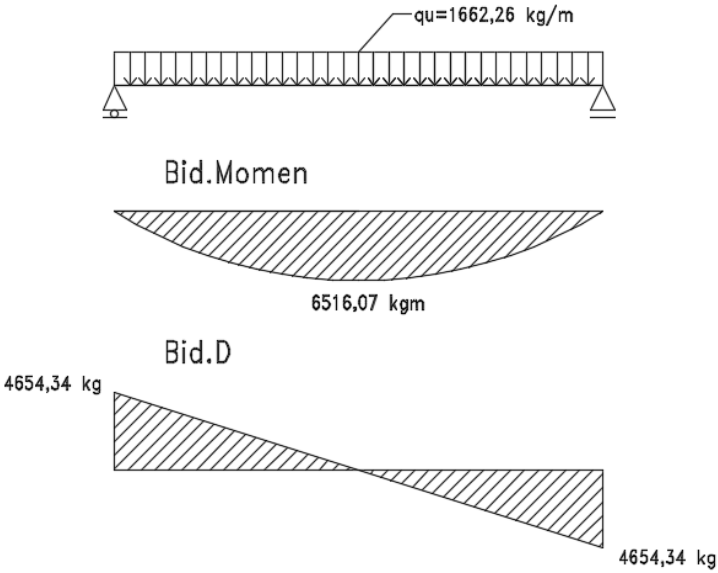
- Momen yang terjadi

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2$$
$$= \frac{1}{8} \times 1662{,}26 \text{ kg/m} \times 5{,}6 \text{ m}^2$$
$$= 6516{,}07 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_U \times L$$
$$= \frac{1}{8} \times 1662{,}26 \text{ kg/m} \times 5{,}6 \text{ m}$$
$$= 4654{,}34 \text{ kg}$$

Berikut adalah diagram momen dan lintang pada balok anak pada lantai 2-25 :



Gambar 4.4 Diagram Momen dan Lintang Lantai 2-25

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{149 \text{ mm}}{2(8 \text{ mm})} = 9{,}313$$

$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$

$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271\ mm}{5{,}5\ mm} = 49{,}273$

$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$

$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 455 cm^3
= 1137500 kg.cm
= 11375 kg.m

Maka didapatkan besar nilai Mn = 1137500 kgcm

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

0,9 x 11375 kg.m $\geq$ 6516,07 kg.m

102375 kg.m $\geq$ 6516,07 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Lb = 560 cm
  Lp = 163,777 cm
  Lr = 458,415 cm

  Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb > Lr , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Panjang.**

  - Perhitungan momen nominal

    Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :
    Mn = Fcr x Sx $\leq$ Mp

    Nilai Fcr dapat dihitung sebagai berikut :

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

    Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

    Mmax = 6516,07 kg.m

    M_B = Mmax
    = 6516,07 kg.m

$$M_A = \frac{1}{4}\times R_a \times L - \frac{1}{2}\times q_u \times \left(\frac{1}{4}\times L\right)^2$$

$$M_A = \frac{1}{4}\times 4654{,}33 \times 5{,}6 - \frac{1}{2}\times 1662{,}26 \times \left(\frac{1}{4}\times 5{,}6\right)^2$$

    = 4887,056 kg.m

    M_C = M_A
    = 4887,056 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 6516{,}07}{2{,}5 \times 6516{,}07 + 3 \times 4887{,}05 + 4 \times 6516{,}07 + 3 \times 4887{,}05}$$

$C_b = 1{,}14$

Dari perhitungan nilai koefisian C_b didapatkan perhitungan nilau F_{cr} sebagai berikut :

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

$$= \frac{1{,}14 \text{ x } \pi^2 \text{ x } 2000000}{\left(\frac{560}{15{,}116}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \frac{6{,}623}{42 \text{ 4x } 29} \left(\frac{560}{15{,}116}\right)^2}$$

$= 16820{,}671 \text{ kg.cm}^4$

Mn	= Fcr x Sx	$\geq$ Mp
	= 16820,671 kg.cm^4 x 424 cm^3	$\geq$ Mp
	= 7131964,532 kg.cm	$\geq$ 1137500 kg.cm
	= 71319,645 kg.m	$\geq$ 11375 kg.m

Nilai Fcr x Sx $\geq$ Mp, Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp. Mn = 11375 kg.m.

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 11375 kg.m $\geq$ 6516,07 kg.m

102375 kg.m $\geq$ 6516,07 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

d. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,5} = 49,273$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$49,273 \leq 69,570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0,6\ f_y\ A_w\ C_v$
$= 0,6 \times 2500 \times 1639 \times 1$
$= 245850$ N
$= 24585$ Kg

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times V_n \geq V_u$$
$0,9 \times 24585$ kg $\geq 4654,34$ kg
$22126,5$ kg $\geq 4654,34$ kg ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol Lendutan

L = 560 cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{560}{360} = 1,56 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(8,22+4,22) \times 560^4}{2000000 \times 6320}$$

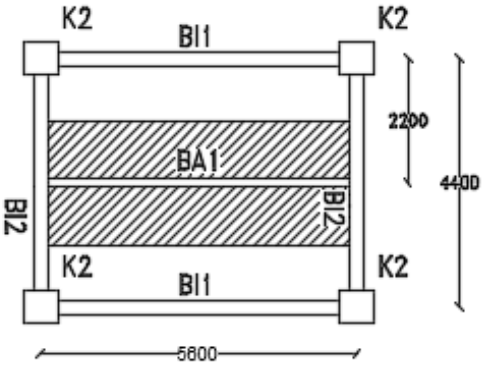
$= 1,263$ cm

$f^0 < f_{ijin}$

$1,263$ cm $< 1,56$cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

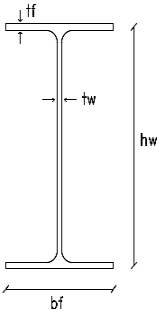
4.1.2.2 Balok Anak Lantai Atap



Gambar 4.5 Distribusi Beban Lantai Atap

Balok anak pada lantai 2-25 direncanakan dengan menggunakan profil WF 300.150.5,5.8. berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	32	kg/m	ix	=	12,4	cm
A	=	40,8	cm^2	iy	=	3,29	cm
d	=	298	mm	Sx	=	424	cm^3
bf	=	149	mm	Sy	=	59,3	cm^3
tw	=	5,5	mm	Zx	=	455	cm^3
tf	=	8	mm	Zy	=	91	cm^3
r	=	13	mm	Lp	=	163,78	cm
Ix	=	6320	cm^4	Lr	=	458,42	cm
Iy	=	442	cm^4	h	=	271	mm



a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai Atap

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat pelat bondek : 10,1 kg/m^2
  - Berat beton 10 cm : 240 kg/m^2
  - Berat spesi 1 cm : 21 kg/m^2

- Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
- Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
- Berat keramik 1 cm : 5 kg/m^2
- Berat waterproofing : 14 kg/m^2

Maka didapatkan beban mati q_D = 328,1 kg/m^2

- Total berat pelat permeter : 328,1 kg/m^2 x 2,2 m
  : 721,82 kg/m
- Total berat profil : 32 kg/m

Maka didapatkan beban mati per-meter q_D = 753,82 kg/m

- Beban Hidup (SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983)

  - Beban hidup apartemen : 100 kg/m^2
  - Beban hujan : 20 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 120 kg/m^2

  - Total berat pelat permeter : 120 kg/m^2 x 2,2 m
    : 264 kg/m

  Maka didapatkan beban mati per-meter q_L = 264 kg/m

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, didapatkan beban faktor sebagai berikut :

$q_U = 1{,}2\ q_D + 1{,}6\ q_L$
$= 1{,}2 \times 753{,}82 + 1{,}6 \times 264$
$= 1326{,}98$ kg/m

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

- Momen yang terjadi

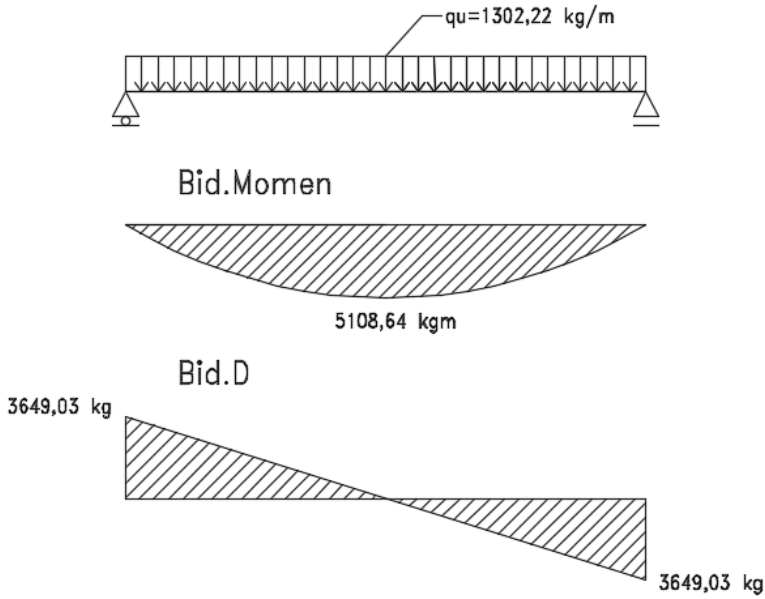
$$M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2$$
$$= \frac{1}{8} \times 1326{,}98 \text{ kg/m} \times 5{,}6 \text{ m}^2$$
$$= 5201{,}78 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_U \times L$$

$$= \frac{1}{8} \times 1326{,}98 \text{ kg/m} \times 5{,}6 \text{ m}$$
$$= 3715{,}56 \text{ kg}$$

Berikut adalah diagram momen dan lintang pada balok anak pada lantai atap :



Gambar 4.6 Diagram Momen dan Lintang Lantai Atap

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{149 \text{ mm}}{2(8 \text{ mm})} = 9{,}313$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10{,}748$$

$\lambda_r=1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}}=1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}}=28{,}284$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{t_w}=\frac{271\ mm}{5{,}5\ mm}=49{,}273$

$\lambda_p=3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}=3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}}=106{,}349$

$\lambda_r=5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}=5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}}=161{,}220$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 455 cm^3
= 1137500 kg.cm
= 11375 kg.m

Maka didapatkan besar nilai Mn = 1137500 kgcm

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

0,9 x 11375 kg.m $\geq$ 5201,77 kg.m
10237,5 kg.m $\geq$ 5201,77 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Lb = 560 cm
  Lp = 163,777 cm
  Lr = 458,415 cm

  Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb > Lr , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Panjang.**

  - Perhitungan momen nominal

    Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :
    Mn = Fcr x Sx $\leq$ Mp
    Nilai Fcr dapat dihitung sebagai berikut :

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

    Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

    Mmax = 5201,78 kg.m

    M_B = Mmax
    = 5201,78 kg.m

$$M_A = \frac{1}{4}\times R_a \times L - \frac{1}{2}\times q_u \times \left(\frac{1}{4}\times L\right)^2$$

$$M_A = \frac{1}{4}\times 4654{,}33 \times 5{,}6 - \frac{1}{2}\times 1662{,}26 \times \left(\frac{1}{4}\times 5{,}6\right)^2$$

    = 3901,33 kg.m

    M_C = M_A
    = 3901,33 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 5201{,}78}{2{,}5 \times 5201{,}78 + 3 \times 3901{,}33 + 4 \times 5201{,}78 + 3 \times 3901{,}33}$$

$$C_b = 1{,}1364$$

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

$$= \frac{1{,}136 \text{ x } \pi^2 \text{ x } 2000000}{\left(\frac{560}{15{,}116}\right)^2} \sqrt{1 + 0{,}078 \frac{6{,}623}{42 \text{ 4x } 29} \left(\frac{560}{15{,}116}\right)^2}$$

$$= 16820{,}671 \text{ kg.cm}^4$$

Mn = Fcr x Sx $\geq$ Mp

= 16820,671 kg.cm^4 x 424 cm^3 $\geq$ Mp

= 7131964,532 kg.cm $\geq$ 1137500 kg.cm

= 71319,645 kg.m $\geq$ 11375 kg.m

Nilai Fcr x Sx $\geq$ Mp, Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp. Mn = 11375 kg.m.

- Cek kemampuan penampang

$$\text{Ø}_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 11375 kg.m $\geq$ 5201,78 kg.m

10237,5 kg.m $\geq$ 5201,78 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

d. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{271}{5{,}5} = 49{,}273$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E/f_y}$$

49,273 $\leq$ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

V_n = 0,6 f_y A_w C_v
= 0,6 × 2500 × 1639 x 1
= 245850 N
= 24585 Kg

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times V_n \geq V_u$
0,9 x 24585 kg ≥ 4654,34 kg
22126,5 kg ≥ 4654,34 kg ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol Lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

L = 560 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{560}{360} = 1{,}56$ cm

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x}$

$= \frac{5}{384} \times \frac{(8{,}22 + 4{,}22) \times 560^4}{2000000 \times 6320}$

= 1,263 cm

- Cek kemampuan lendutan

$f^0 < f_{ijin}$

1,263 cm< 1,56 cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan struktur bangunan yang berfungsi sebagai penunjang dan penghubung antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat diatasnya. Gedung apartemen Gunawangsa menggunakan struktur tangga yang direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja. Perencanaan struktur tangga ini meliputi perencanaan pelat anak tangga, pelat bordes, balok utama tangga, dan balok penumpu tangga.

4.1.3.1 Perencanaan Tangga

Berikut adalah data yang digunakan untuk peencanaan tangga :

- Mutu Baja (BJ-41)
  - Fy : 250 MPa
  - Fu : 410 MPa
- Tinggi antar lantai : 350 cm
- Tinggi ½ lantai : 175 cm
- Panjang tangga tanpa bordes : 252 cm
- Lebar tangga : 135 cm
- Panjang bordes : 135 cm
- Lebar bordes : 280 cm
- Lebar injakan : 28 cm
- Tebal pelat anak tangga : 4 mm
- Tebal pelat bordes : 6 mm

a. Perencanaan jumlah injakan

Perencanaan jmlah injakan tangga harus memenui persyaratan sebagai berikut :

- $60\ cm \leq (2t + i) \leq 65\ cm$
- $25^o < a < 40^o$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)
i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

Direncanakan tangga memiliki :

Tinggi injakan (t)	: 18,5 cm
Jumlah tanjakan	: 18,9 ≈19 buah
Jumlah injakan (n)	: 18 buah
Lebar bordes	: 280 cm
Lebar tangga	: 135 cm
Tinggi antar lantai	: 350 cm

b. Cek persyaratan tangga

Dari perencanaan tersebut dilakukan kontrol terhadap persyaratan penentuan jumlah injakan tangga sebagai berikut :

60 cm ≤ (2t + i) ≤ 65 cm
60 cm ≤ (2 × 18,5 + 28 ≤ 65 cm
60 cm ≤ (65) ≤ 65 cm ... **OK**

Setelah itu dilakukan kembali kontrol terhadap kemiringan tangga, sebagai berikut :

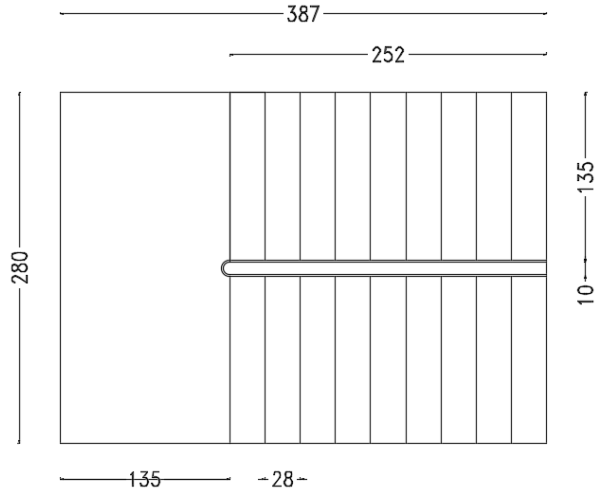
$$a = \text{arc tg}\left(\frac{\text{Tinggi 1/2 lantai}}{\text{Panjang tangga tanpa bordes}}\right)$$

$$a = \text{arc tg}\left(\frac{135}{252}\right) = 28{,}67^{o}$$

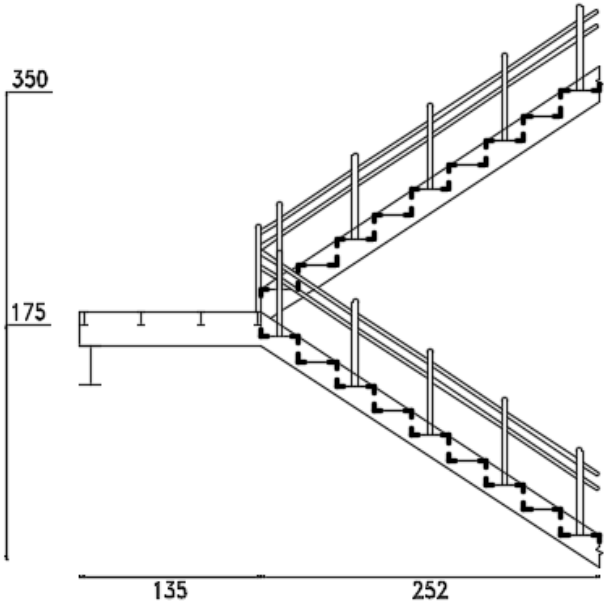
$25^{o} < a < 40^{o}$

$25^{o} < 28{,}76^{o} < 40^{o}$ ... **OK**

Dari perencanaan dimensi, jumlah tanjakan, injakan, dan kemiringan sudah memenuhi persyaratan. Berikut adalah sketsa perencanaan tangga :



Gambar 4.7 Denah Tangga

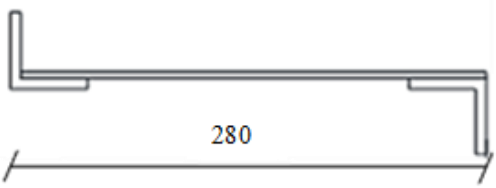


Gambar 4.8 Tampak potongan tangga

4.1.3.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Pelat anak tangga direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- Mutu baja (BJ-41)
  - Fu : 410 MPa
  - Fy : 250 MPa
- L : 320 cm
- Tebal pelat : 4 mm



Gambar 4.9 Detail pelat anak tangga

a. Pembebanan pada pelat anak tangga

- Beban Mati
  - Berat pelat (0,004×1,35×7850) : 42,39 kg/m
  - Sambungan (10% Berat Pelat) : 4,24 kg/m

  Maka didapatkan beban mati q_D = 46,63 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2

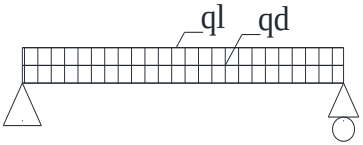
    Beban hidup per meter : 488,78 x 1,35
    : 695,85 kg/m

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 695,85 kg/m

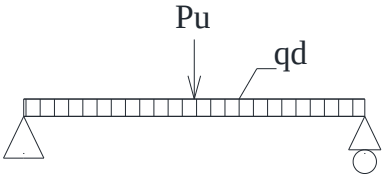
- Beban Terpusat
  - Beban terpusat tangga : 1,33 kN
    : 135,71 kg

Maka didapatkan beban hidup Pl = 135,71 kg

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, maka akan dipilih momen terbesar antara yang diakibatkan oleh beban hidup merata atau beban hidup terpusat.



Gambar 4.10 Pembebanan Pelat Anak Tangga Ql dan Qd



Gambar 4.11 Pembebanan Pelat Anak Tangga Pu dan Qd

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan beban terpusat.

- Momen maksimum akibat beban merata mati (qd)

$$M_{qd} = \frac{1}{8} \text{x qd x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 46{,}63 \text{ x } 0{,}28^2$$

$$= 0{,}46 \text{ kg.m}$$

- Momen maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$$M_{ql} = \frac{1}{8} \text{x ql x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 659{,}85 \text{ x } 0{,}28^2$$

$$= 6{,}47 \text{ kg.m}$$

- Momen maksimum akibat beban terpusat (Pl)

$M_{Pl} = \frac{1}{4}$ x Pl x L

$= \frac{1}{4}$ x 135,71 x 0,28

= 0,10 kg.m

Nilai momen $M_{ql} > M_{Pl}$ maka nilai momen yang digunakan adalah akibat beban mati dan beban hidup merata.

$M_u = 1,2\ M_{qd}+1,6M_{ql}$

$= 1,2 \times 0,46+1,6 \times 6,47$

= 10,89 kg.m

Maka didapatkan nilai momen ultimate pada pelat anak tangga adalah M_u = 10,89 kgm.

c. Kontrol momen lentur

- Perhitungan momen nominal

$Z_x = \frac{1}{4}$ x b x h^2

$= \frac{1}{4}$ x 135 x $0,4^2$

= 5,4 cm^3

Mn = Mp = fy x Zx

= 2500 kg/cm^2 x 5,4 cm^3

= 13500 kg.cm

= 135 kg.m

- **Cek kemampuan penampang**

$Ø_b \times M_n \geq M_u$

0,9 x 135 kg.m ≥ 14,76 kgm

121,5 kg.m ≥ 10,89 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol momen lentur profil dapat digunakan.

d. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

  L = 28 cm

  $f_{ijin} = \frac{L}{240}$

  $= \frac{28}{240}$

  = 0,117 cm

  $I_x = \frac{1}{12} bh^3$

  $= \frac{1}{12}$ x 135 x 28^3

  = 0,72 cm^4

  Lendutan nominal akibat beban merata :

  $f_o = \frac{5(q_d + q_l)L^4}{384\ E\ I_x}$

  $= \frac{5 \text{ x } (0{,}466+0) \text{ x } 28^4}{384 \text{ x } 2000000\ x\ 0{,}72}$

  = 0,0026 cm

  Lendutan nominal akibat beban terpusat :

  $f_o = \frac{PL^3}{48\ EIx}$

  $= \frac{135{,}71 \text{ x } 28^3}{48 \text{ x } 2000000\ x\ 0{,}72}$

  = 0,0431 cm

  Maka didapatkan total lendutan nominal

  f_o = 0,0026 cm + 0,0431 cm

  = 0,0457 cm

- Cek kemampuan lendutan

  $f^0 < f_{ijin}$

  0,0457 cm < 0,117 cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3.3 Perencanaan Pengaku Pelat Anak Tangga

Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50×50×7, dengan data sebagai berikut:

W	=	5,15	kg/m	e	=	1,49	cm
b	=	50	mm	Fy	=	250	Mpa
d	=	7	mm	Fu	=	410	Mpa
r	=	7	mm	E	=	200000	MPa
A	=	6,56	cm2	L	=	1,35	m
Ix/Iy	=	14,6	cm4	i	=	28	cm
Ix/iy	=	1,49	cm	½ i	=	14	cm

a. Pembebanan pengaku anak tangga

- Beban Mati (1/2 lebar injakan)
  - Berat pelat (0,004×0,14×7850) : 4,396kg/m
  - Berat profil siku : 5,15 kg/m
  - Sambungan (10%) : 0,955 kg/m

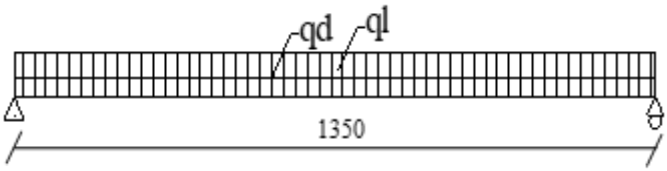
  Maka didapatkan beban mati q_D = 10,501 kg/m
- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2

    Beban hidup per meter : 488,78 x 0,28
    : 68,429 kg/m

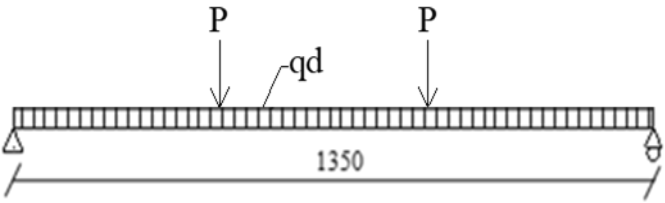
  Maka didapatkan beban hidup q_L = 68,429 kg/m
- Beban Terpusat
  - Beban terpusat tangga : 1,33 kN
    : 135,71 kg

  Maka didapatkan beban hidup Pl = 135,71 kg

  Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, maka akan dipilih momen terbesar antara yang diakibatkan oleh beban hidup merata atau beban hidup terpusat



Gambar 4.12 Pembebanan Pengaku Tangga Qd dan Ql



Gambar 4.13 Pembebanan Pengaku Tangga Qd dan P

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen dan geser akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan terpusat.

- Perhitungan gaya dalam momen

- Momen maksimum akibat beban merata mati (qd)

$$M_{qd} = \frac{1}{8} \text{x qd x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 10{,}501 \text{ x } 1{,}35^2$$

$$= 2{,}392 \text{ kgm}$$

- Momen maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$$M_{ql} = \frac{1}{8} \text{x ql x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 68{,}429 \text{ x } 1{,}35^2$$

$$= 15{,}589 \text{ kgm}$$

- Momen maksimum akibat beban terpusat (Pl)

$M_{Pl} = \frac{1}{4}$ x Pl x L

$= \frac{1}{4}$ x 135,71 x 1,35

= 61,071 kgm

Nilai momen $M_{ql} > M_{Pl}$ maka dilai momen yang digunakan adalah akibat beban hidup merata.

$M_u = 1,2\ M_{qd} + 1,6 M_{ql}$

$= 1,2 \times 2,392 + 1,6 \times 61,071$

= 100,58 kg.m

Maka didapatkan nilai momen ultimate pada pelat anak tangga adalah M_u = 100,58 kg.m.

- Perhitungan gaya geser

- Gaya geser maksimum akibat beban merata mati (qd)

$V_{qd} = \frac{1}{2}$ x qd x L

$= \frac{1}{2}$ x 10,501 x 1,35

= 7,088 kg

- Gaya geser maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$V_{ql} = \frac{1}{2}$ x ql x L

$= \frac{1}{2}$ x 68,429 x 1,35

= 46,189 kg

- Gaya geser maksimum akibat beban terpusat (Pl)

$V_{Pl} = \frac{1}{2}$ x 2 x Pl

$$= \frac{1}{2} \text{x } 2 \text{ x } 135{,}71$$

$$= 135{,}71 \text{ kg}$$

Nilai gaya geser $V_{Pl} > V_{ql}$ maka nilai gaya geser yang digunakan adalah akibat beban terpusat.

$$V_u = 1{,}2\ V_{qd} + 1{,}6\ V_{Pl}$$

$$= 1{,}2 \text{ x } 7{,}088 + 1{,}6 \text{ x } 135{,}71$$

$$= 225{,}65 \text{ kg}$$

Maka didapatkan nilai gaya geser ultimate pada pelat anak tangga adalah $V_u = 225{,}65$ kg

c. Kontrol momen lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50 \text{ mm}}{7 \text{ mm}} = 7{,}14$$

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

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- **Perhitungan momen nominal**

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

$$= 4312{,}035 + 777{,}035 + 3431{,}4$$

$$= 8520{,}47 \text{ mm}^3$$

$$= 8{,}520 \text{ cm}^3$$

$$Mn = Mp = fy \text{ x } Zx$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \text{ x } 8{,}520 \text{ cm}^3$$

$$= 21301{,}175 \text{ kg.cm}$$

$$= 213{,}012 \text{ kg.m}$$

- **Cek kemampuan penampang**

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$0{,}9 \times 213{,}012 \text{ kg.m} \geq 100{,}58 \text{ kgm}$

$191{,}712 \text{ kg.m} \geq 100{,}58 \text{ kgm}$ .... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol momen lentur profil dapat digunakan.

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{b}{t} = \frac{50 \text{ mm}}{7 \text{ mm}}$$

$$= 7{,}14$$

$$\frac{b}{t} \leq 1{,}1 \sqrt{1{,}2\, E / f_y}$$

$7{,}14 \leq 34{,}082$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\, f_y\, A_w\, C_v$

$= 0{,}6 \times 2500 \times 350 \times 1$

$= 52500 \text{ N}$

$= 5357{,}14 \text{ Kg}$

- Cek kemampuan penampang

$$\text{Ø}_b \times V_n \geq V_u$$

$0{,}9 \times 5357{,}14 \text{ kg} \geq 225{,}65 \text{ kg}$

$4821{,}43 \text{ kg} \geq 225{,}65 \text{ kg}$ ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol lendutan

- **Perhitungan lendutan izin dan nominal**

$L = 135 \text{ cm}$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240}$$

$$= \frac{135}{240}$$

$$= 0{,}563 \text{ cm}$$

$I_x = 14{,}6 \text{ cm}^4$

Lendutan nominal akibat beban merata :

$$f_o = \frac{5(q_d + q_l)L^4}{384 \text{ E } I_x}$$

$$= \frac{5 \text{ x } (0{,}105+0) \text{ x } 135^4}{384 \text{ x } 2000000 \text{ } x \text{ } 14{,}60}$$

$$= 0{,}0156 \text{ cm}$$

Lendutan nominal akibat beban terpusat :

$$f_o = \frac{PL^3}{48 \text{ EIx}}$$

$$= \frac{135{,}71 \text{ x } 135^3}{48 \text{ x } 2000000 \text{ } x \text{ } 14{,}60}$$

$$= 0{,}2382 \text{ cm}$$

Maka didapatkan total lendutan nominal

$f_o = 0{,}0156 \text{ cm} + 0{,}2382 \text{ cm}$

$= 0{,}2538 \text{ cm}$

- **Cek kemampuan lendutan**

$$f^0 < f_{ijin}$$

$0{,}2538 \text{ cm} < 0{,}563 \text{ cm}$ ... **OK**

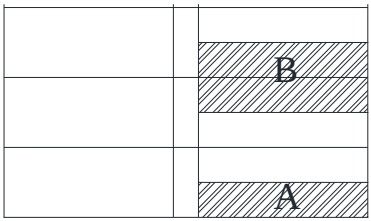
Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3.4 Perencanaan Pelat Bordes

Pelat bordes direncanakan menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat bordes ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- Mutu baja (BJ-41)

Fu : 410 MPa
Fy : 250 MPa
- L : 450 cm
- Lebar bordes/ly : 280 cm



Gambar 4.14 Pendistribusian Pelat Bordes

a. Pembebanan pelat bordes tangga

- Beban Mati
  - Berat pelat (0,006×1,35×7850) : 127,17 kg/m
  - Sambungan (10%) : 12,717 kg/m

  Maka didapatkan beban mati q_D = 139,8 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2

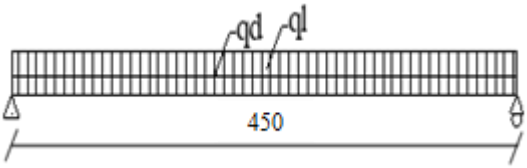
    Beban hidup per meter : 488,78 x 1,35
    : 1318,8 kg/m

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 1318,8 kg/m

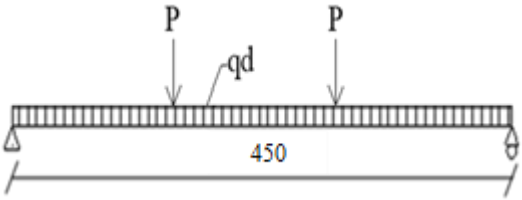
- Beban Terpusat
  - Beban terpusat tangga : 1,33 kN
    : 135,71 kg

  Maka didapatkan beban hidup Pl = 135,71 kg

  Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, maka akan dipilih momen terbesar antara yang diakibatkan oleh beban hidup merata atau beban hidup terpusat (Gambar 4.15 dan Gambar 4.16).



Gambar 4.15 Pembebanan Pelat Bordes Qd dan Ql



Gambar 4.16 Pembebanan Pelat Bordes Qd dan P

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen dan geser akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan terpusat.

- Perhitungan gaya dalam momen

- Momen maksimum akibat beban merata mati (qd)

$$M_{qd} = \frac{1}{8} \text{ x qd x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{ x } 139{,}887 \text{ x } 0{,}45^2$$

$$= 3{,}541 \text{ kgm}$$

- Momen maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$$M_{ql} = \frac{1}{8} \text{ x ql x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{ x } 1318{,}8 \text{ x } 0{,}45^2$$

$$= 33{,}382 \text{ kgm}$$

- Momen maksimum akibat beban terpusat (Pl)

$$M_{Pl} = \frac{1}{4} \text{ x Pl x L}$$

$$= \frac{1}{4} \text{ x } 135{,}71 \text{ x } 0{,}45$$

$$= 15{,}268 \text{ kg.m}$$

Nilai momen $M_{ql} > M_{Pl}$ maka dilai momen yang digunakan adalah akibat beban hidup merata.

$$M_u = 1{,}2\ M_{qd} + 1{,}6 M_{ql}$$

$$= 1{,}2 \text{ x } 3{,}541 + 1{,}6 \text{ x } 33{,}382$$

$$= 57{,}66 \text{ kg.m}$$

Maka didapatkan nilai momen ultimate pada pelat anak tangga adalah $M_u = 57{,}66$ kg.m.

c. Kontrol momen lentur

- Perhitungan momen nominal

$$Z_x = \frac{1}{4} \text{ x b x } h^2$$

$$= \frac{1}{4} \text{ x } 14000 \text{ x } 0{,}6^2$$

$$= 12{,}6 \text{ cm}^3$$

$$Mn = Mp = fy \text{ x } Zx$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \text{ x } 12{,}6 \text{ cm}^3$$

$$= 31500 \text{ kg.cm}$$

$$= 315 \text{ kg.m}$$

- **Cek kemampuan penampang**

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

$$0{,}9 \text{ x } 315 \text{ kg.m} \geq 57{,}66 \text{ kgm}$$

$$283{,}5 \text{ kg.m} \geq 57{,}66 \text{ kg.m} \text{ ... } \textbf{OK}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol momen lentur profil dapat digunakan.

d. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

$L = 45$ cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{240}$$

$$= \frac{45}{240}$$

$= 0{,}188$ cm

$$I_x = \frac{1}{12} bh^3$$

$$= \frac{1}{12} \text{ x } 280 \text{ x } 0{,}6^3$$

$= 2{,}52\ cm^4$

Lendutan nominal akibat beban merata :

$$f_o = \frac{5(q_d + q_l)L^4}{384\ E\ I_x}$$

$$= \frac{5 \text{ x } (1{,}398+0) \text{ x } 0{,}45^4}{384 \text{ x } 2000000\ x\ 2{,}52}$$

$= 0{,}0118$ cm

Lendutan nominal akibat beban terpusat :

$$f_o = \frac{PL^3}{48\ EIx}$$

$$= \frac{135{,}71 \text{ x } 0{,}45^3}{48 \text{ x } 2000000\ x\ 2{,}52}$$

$= 0{,}0511$ cm

Maka didapatkan total lendutan nominal

$f_o = 0{,}0118$ cm $+ 0{,}0511$ cm

$= 0{,}0629$ cm

- Cek kemampuan lendutan

$$f^0 < f_{ijin}$$

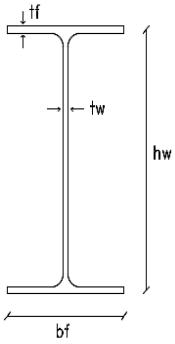
$0{,}0629$ cm $<$ $0{,}188$ cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3.5 Perencanaan Balok Bordes

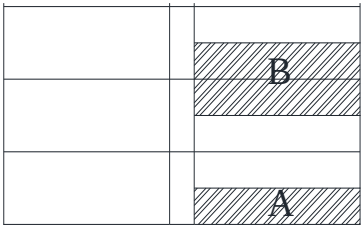
Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100.50.5.7 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	9,3	kg/m	ix	=	3,98	cm
A	=	11,85	cm^2	iy	=	1,12	cm
d	=	100	mm	Sx	=	37,5	cm^3
bf	=	50	mm	Sy	=	5,91	cm^3
tw	=	5	mm	Zx	=	42	cm^3
tf	=	7	mm	Zy	=	9	cm^3
r	=	8	mm	Lp	=	55,754	cm
Ix	=	187	cm^4	Lr	=	286,927	cm
Iy	=	14,8	cm^4	h	=	76	mm
L	=	280	cm				



a. Pembebanan pada balok

Pembebanan pada balok bordes merupakanbeban merata yang terdiri dari beban mati dan beban hidup. Terdapat dua jenis beban mati pada balok bordes. Berikut adalah ilustrasi permodelan pembagian pembebanan pelat sebagai berikut:



Gambar 4.17 Pendistribusian Balok

- Beban Mati A
  - Berat pelat : 10,598 kg/m
  - Berat profil : 9,3 kg/m
  - Berat sambungan, dll(10%) : 1,989 kg/m

Maka didapatkan beban mati q_D = 21,887 kg/m

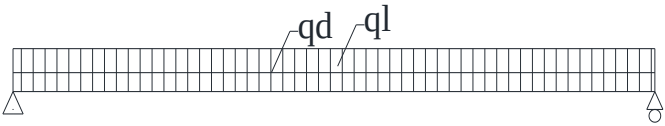
- Beban Mati B
  - Berat pelat : 21,195 kg/m
  - Berat profil : 9,3 kg/m
  - Berat sambungan, dll(10%) : 3,049 kg/m

  Maka didapatkan beban mati q_D = 33,545 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2

    Beban hidup per meter : 488,78 x 0,45
    : 219,8 kg/m

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 219,8 kg/m



Gambar 4.18 Pembebanan Balok Qd dan Ql

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen dan geser akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan terpusat.

- Perhitungan gaya dalam momen

- Momen maksimum akibat beban merata mati (qd)

$$M_{qd} = \frac{1}{8} \text{x qd x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 33{,}545 \text{ x } 2{,}8^2$$

$$= 32{,}874 \text{ kg.m}$$

- Momen maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$$M_{ql} = \frac{1}{8} \text{x ql x } L^2$$

$$= \frac{1}{8} \text{x } 219{,}8 \text{ x } 2{,}8^2$$

$$= 215{,}404 \text{ kg.m}$$

Maka didapatkan nilai momen ultimate sebagai berikut :

$M_u = 1{,}2\ M_{qd} + 1{,}6 M_{ql}$

$= 1{,}2 \text{ x } 32{,}874 + 1{,}6 \text{ x } 215{,}404$

$= 384{,}09 \text{ kgm}$

Maka didapatkan nilai momen ultimate pada pelat anak tangga adalah $M_u = 384{,}09$ kgm.

- Gaya Geser Maksimum

- Gaya geser maksimum akibat beban merata mati (qd)

$$V_{qd} = \frac{1}{2} \text{x qd x L}$$

$$= \frac{1}{2} \text{x } 33{,}545 \text{ x } 2{,}8$$

$$= 49{,}962 \text{ kg}$$

- Gaya geser maksimum akibat beban merata hidup (ql)

$$V_{ql} = \frac{1}{2} \text{x ql x L}$$

$$= \frac{1}{2} \text{x } 219{,}8 \text{ x } 2{,}8$$

$$= 307{,}72 \text{ kgm}$$

Maka didapatkan nilai gaya geser ultimate sebagai berikut :

$V_u = 1{,}2\ V_{qd} + 1{,}6\ V_{ql}$

$= 1{,}2 \text{ x } 49{,}962 + 1{,}6 \text{ x } 307{,}72$

$= 548{,}71 \text{ kg}$

Maka didapatkan nilai gaya geser ultimate pada pelat anak tangga adalah $V_u = 548{,}71$ kg

b. Kontrol penampang profil terhdap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50\ mm}{2(7\ mm)} = 3{,}571$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

  - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{76\ mm}{5\ mm} = 15{,}2$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

  - Perhitungan momen nominal (M_n)
    Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x$$
$$= 2500\ kg/cm^2 \times 42\ cm^3$$
$$= 105000\ kg.cm$$
$$= 1050\ kg.m$$

Maka didapatkan besar nilai Mn = 1050 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$0{,}9 \times 1050 \text{ kg.m} \geq 384{,}09 \text{ kg.m}$$

$$945 \text{kg.m} \geq 384{,}09 \text{ kg.m} \text{ ... } \mathbf{OK}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 280 cm
Lp = 55,754 cm
Lr = 286,927 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lr > Lb > Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Menengah.**

- Perhitungan momen nominal

Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

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

Nilai Cb dapat dihitung sebagai berikut :

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

Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

Mmax = 384,09 kg.m

M_B = Mmax

= 384,09 kg.m

$$M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L\right)^2$$

$$M_A = \frac{1}{4} \times 548{,}71 \times 2{,}8 - \frac{1}{2} \times 391{,}93 \times \left(\frac{1}{4} \times 2{,}8\right)^2$$

= 288,07 kg.m

M_C = M_A

= 288,07 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 384{,}09}{2{,}5 \times 384{,}09 + 3 \times 288{,}07 + 4 \times 384{,}09 + 3 \times 288{,}07}$$

$C_b = 1{,}136$

Mp = Zx x fy

= 42 kg.cm^4 x 2500 cm^3

= 105000 kg.cm

= 1050 kgm

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

$$M_n = 1{,}136 \times 0 \left[105000 - (105000 - 0{,}7 \times 2500 \times 37{,}5) \times \frac{280 - 55{,}754}{286{,}927 - 55{,}754} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 72375{,}11\ kgm$$

Nilai $C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx \right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] > M_p$

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp. Mn = 1050 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

0,9 x 1050 kg.m ≥ 384,09 kg.m

945 kg.m ≥ 384,09 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan

c. Kontrol penmapang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{76}{5} = 15{,}2$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$15{,}2 \leq 69{,}570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

  $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$
  $= 0{,}6 \times 250 \times 465 \times 1$
  $= 69750$ N
  $= 7110{,}091$ Kg

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \times V_n \geq V_u$
  $0{,}9 \times 7110{,}091$ kg $\geq 548{,}71$ kg
  $6399{,}082$kg $\geq 548{,}71$ kg ... **OK**

  Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

d. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

  L = 280 cm

  $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{280}{360} = 0{,}778$ cm

  $I_x = 187\ cm^4$

  Lendutan nominal akibat beban merata :

  $$f_o = \frac{5(q_d + q_l)L^4}{384\ E\ I_x}$$
  $$= \frac{5 \times (2{,}533) \times 280^4}{384 \times 2000000\ x\ 187}$$
  $= 0{,}54$ cm

- Cek kemampuan lendutan

  $f^0 < f_{ijin}$

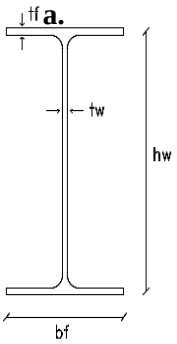
  0,54cm < 0,778 cm ... **OK**

  Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3.6 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil WF 250.125.5.8 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	25,7	kg/m	ix	=	10,4	cm
A	=	32,68	cm^2	iy	=	2,79	cm
d	=	248	mm	Sx	=	285	cm^3
bf	=	124	mm	Sy	=	41,1	cm^3
tw	=	5	mm	Zx	=	305	cm^3
tf	=	8	mm	Zy	=	63	cm^3
r	=	12	mm	Lp	=	138,887	cm
Ix	=	3540	cm^4	Lr	=	404,550	cm
Iy	=	255	cm^4	h	=	222	mm
L	=	35,56	cm				



Pembebanan pada balok

Pembebanan pada balok utama tangga merupakan beban merata yang terdiri dari beban mati dan beban hidup, serta beban terpusat. Terdeapat dua jenis pembebanan yaitu pada bidang miring (qu1) dan bidang datar (qu2). Berikut adalah ilustrasi permodelan pembebanan pada balok sebagai berikut:

- **Pembebanan bidang miring (qu1)**

- Beban Mati
  - Berat pelat (0,004x7850x1,35/2) : 21,20 kg/m
  - Hand rail : 20 kg/m
  - Berat profil siku : 24,83 kg/m
  - Berat profil balok (25,7x cos a) : 23,18 kg
  - Berat sambungan, dll(10%) : 0,892 kg/m

Maka didapatkan beban mati q_D = 90,09 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2
    Beban hidup per meter : 488,78 x 135/2
    : 329,7 kg/m

Maka didapatkan beban hidup q_L = 329,7 kg/m

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai qu1 dengan kombinasi sebagai berikut

qu1 = 1,2 qd + 1,6 ql
= 1,2 (90,09) + 1,6 (329,7)
= 635,63 kg/m

Maka didapatkan nilai qu1 = 635,63 kg/m

- **Pembebanan bidang datar (qu2)**

- Beban Mati
  - Hand rail : 20 kg/m
  - Berat profil : 25,7 kg/m
  - Berat sambungan, dll(10%) : 0,457 kg/m

Maka didapatkan beban mati q_D = 46,16 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup tangga : 4,79 kN/m^2
    : 488,78 kg/m^2
    Beban hidup per meter : 488,78 x 135/2
    : 329,7 kg/m

Maka didapatkan beban hidup q_L = 329,7 kg/m

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai qu2 dengan kombinasi sebagai berikut

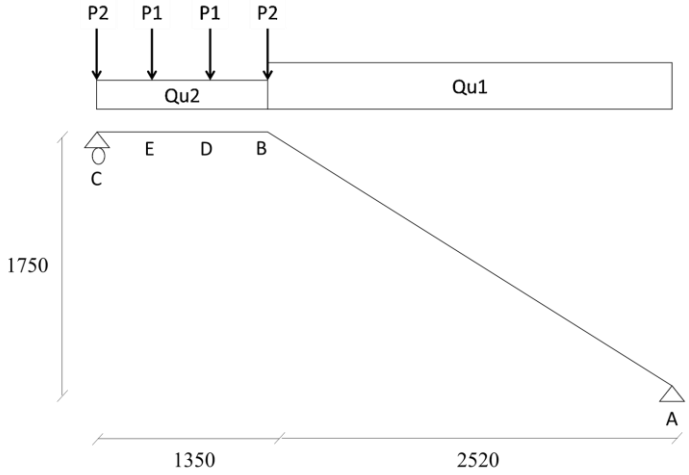
qu2 = 1,2 qd + 1,6 ql
= 1,2 (46,16) + 1,6 (329,7)
= 582,91 kg/m

Maka didapatkan nilai qu1 = 582,91 kg/m

- Beban Terpusat

- P1 (33,545 x 0,675) : 27,171 kg
- P2 (21,887 x 0,675) : 17,729 kg

Maka didapatkan beban hidup P = 27,171 kg



Gambar 4.19 Pembebanan Balok Utama

c. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen dan geser akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan terpusat.

- Reaksi perletakan

$\sum MA = 0$

R_{VC} = 1243,266 Kg

$\sum MC = 0$

R_{VA} = 1228,937 Kg

Kontrol reaksi

$$\sum V = 0$$

$$R_{VA} + R_{VC} = Q_{u1}\,(2{,}56) + Q_{u2}\,(0{,}9) + 2P1 + 2P2$$

2472,20 = 2472,20 ... **OK**

- Perhitungan gaya normal

  N_A = $-R_{VA}$ x cos a
  = -1228,937 x 0,57
  = -700,98 kg

  N_B = $N_A + Q_{u1}$ x cos a x L_{AB}
  = -700,98 + 633,13 x 0,57 x 2,52
  = 209,07 kg

  N_C = 0 (Struktur tidak menerima gaya normal)

- Perhitungan gaya lintang

  D_A = $-R_{VA}$ x sin a
  = -1228,937 x 0,821
  = -1009,412 kg

  $D_{B\ kanan}$ = $D_A + Q_{u1}$ sina x L_{AB}
  = -1009,412 + 633,13 x 0,821 x 2,52
  = 301,07 kg

  $D_{B\ kiri}$ = $R_{VC} – Q_{U2}$ x L_{BC} – P2 – 2P1
  = 1243,266 – 582,91 x 1,35 – 17,728 – 54,342
  = 384,269 kg

  D_C = R_{VC} – P2
  = 1243,266 – 17,728
  = 1225,538 kg

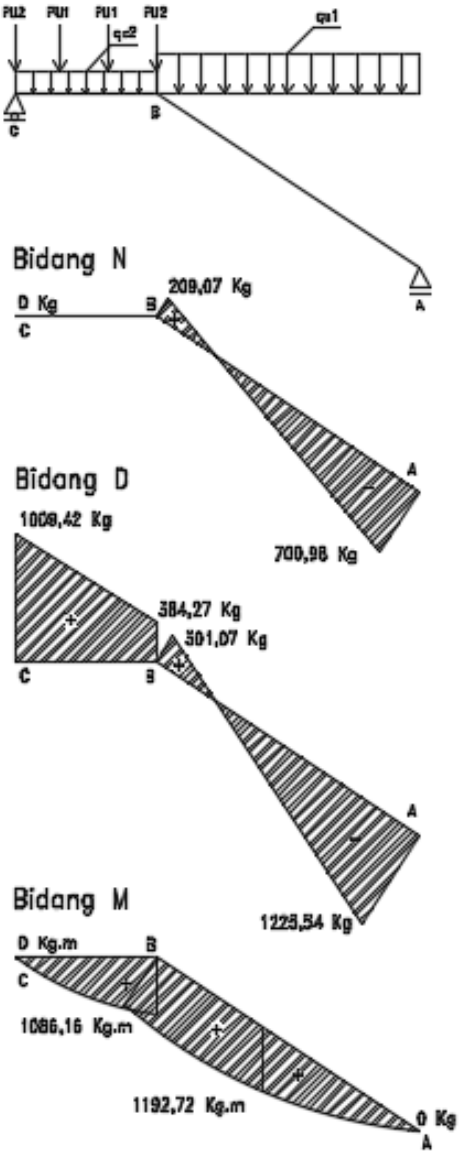
- Perhitungan momen

  M_A = 0 kg.m

  M_B = R_{VC} x L_{BC} – Q_{U2} x 1/2 L_{BC}^2 – P2 x L_{BC} –P1 x 2/3 L_{BC} – P1 x 1/3 L_{BC}
  = 1086,619 kg.m

  M_C = 0 kg.m

  M_{max} = Ketika D = 0
  D = 0, X = 1,941 m (Dari kanan)
  M_{max} = R_{VA} X – Q_{U2} x 1/2 X^2
  = 1192,722 kg.m



Gambar 4.20 Gaya Dalam pada Struktur Tangga

b. Kontrol penampang profil terhdap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  - Pelat sayap

    $$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124\ mm}{2(8\ mm)} = 7{,}75$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

    $$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

    Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

  - Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{222\ mm}{5\ mm} = 44{,}4$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

    $$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

    Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

  - Perhitungan momen nominal (M_n)
    Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

    Mp = fy x Zx
    = 2500 kg/cm^2 x 305 cm^3
    = 762500 kg.cm

= 7625 kg.m

Maka didapatkan besar nilai Mn = 7625 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$0{,}9 \times 7625 \text{ kg.m} \geq 1192{,}72 \text{ kg.m}$$

$$6862{,}5 \text{ kg.m} \geq 1192{,}72 \text{ kg.m} \text{ ... } \textbf{OK}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 33,56 cm
Lp = 138,887 cm
Lr = 404,550 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb < Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Pendek.**

- Perhitungan momen nominal

Dikarenakan termasuk pada bentang pendek, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

Mn = Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 305 cm^3
= 762500 kg.cm
= 7625 kg.m

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp.
Mn = 7625 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$0{,}9 \times 7625 \text{ kg.m} \geq 1192{,}72 \text{ kg.m}$$

$$6862{,}5 \text{ kg.m} \geq 1192{,}72 \text{ kg.m} \text{ ... } \textbf{OK}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

c. Kontrol penmapang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{222}{5} = 44{,}4$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$44{,}4 \leq 69{,}570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$
$= 0{,}6 \times 250 \times 1200 \times 1$
$= 180000$ N
$= 18348{,}624$ Kg

- Cek kemampuan penampang

$$\text{Ø}_b \times V_n \geq V_u$$

$0{,}9 \times 18348{,}624 \text{ kg} \geq 1225{,}54 \text{ kg}$
$16513{,}761 \text{ kg} \geq 1225{,}54 \text{kg}$ ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

d. Kontrol lendutan

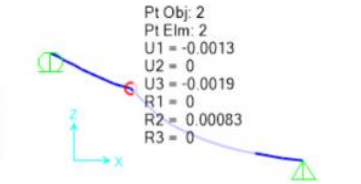
- Perhitungan lendutan izin dan nominal

$L = 33{,}56$ cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{33{,}56}{360} = 1{,}227 \text{ cm}$$

$I_x = 3540\ cm^4$

Lendutan nominal akibat beban merata :



Gambar 4.21 Hasil Analisis Lendutan SAP 2000

Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan lendutan nominal pada balok utama tangga sebesar 0,19 cm

- Cek kemampuan lendutan

$$f^0 < f_{ijin}$$

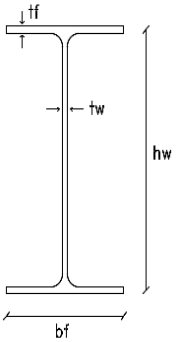
0,19 cm < 1,227 cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

4.1.3.7 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan memiliki dimensi yang sama dengan balok anak yaitu menggunakan profil WF 300.150.5,5.8 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	32	kg/m	ix	=	12,4	cm
A	=	40,8	cm^2	iy	=	3,29	cm
d	=	298	mm	Sx	=	424	cm^3
bf	=	149	mm	Sy	=	59,3	cm^3
tw	=	5,5	mm	Zx	=	455	cm^3
tf	=	8	mm	Zy	=	91	cm^3
r	=	13	mm	Lp	=	163,777	cm
Ix	=	6320	cm^4	Lr	=	458,415	cm
Iy	=	442	cm^4	h	=	271	mm
L	=	2,8	m				



a. Pembebanan pada balok

Pembebanan pada balok penumpu tangga merupakanbeban merata yang terdiri dari beban mati reaksi dari beban struktur utama tangga.

- Beban Mati
  - Berat profil : 32,00 kg/m
  - Berat sambungan, dll(10%) : 0,32 kg/m

  Maka didapatkan beban mati q_D = 32,32 kg/m

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, didapatkan beban faktor sebagai berikut :

q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
= 1,2 x 32,32 + 1,6 x 0
= 31,15 kg/m

- Beban Reaksi
  - RC : 1243,266 kg

  Maka didapatkan beban hidup P = 2RC
  = 2486,53 kg

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen dan geser akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan terpusat.

- Gaya geser yang terjadi

  Vu = RA
  = 1/2 qu L + Pu
  = 2540,83 kg

- Momen yang terjadi

  Mu = R_A x 1/2 L – 1/8 qu x L^2 – Pu x L
  = 3519,15 kg.m

c. Kontrol penampang profil terhdap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{149\ mm}{2(8\ mm)} = 9{,}313$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271\text{mm}}{5{,}5\text{ mm}} = 49{,}27$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\text{ MPa}}{250\text{ MPa}}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\text{ MPa}}{250\text{ MPa}}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 455 cm^3
= 1137500 kg.cm
= 11375 kg.m

Maka didapatkan besar nilai Mn = 11375 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\text{Ø}_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 11375 kg.m $\geq$ 3519,15 kg.m
10237,5 kg.m $\geq$ 3519,15 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 280 cm
Lp = 163,777 cm
Lr = 458,415 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb < Lp , maka dapat Dari nilai diatas didapatkan nilai Lr > Lb > Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Menengah.**

- Perhitungan momen nominal

  Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

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

  Nilai Cb dapat dihitung sebagai berikut :

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

  Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

  Mmax = 3519,15 kg.m

  M_B = Mmax
  = 3519,15 kg.m

$$M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2$$
  = 1769,08 kg.m

  M_C = M_A
  = 1769,08 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 3519{,}15}{2{,}5 \times 3519{,}15 + 3 \times 1769{,}08 + 4 \times 3519{,}15 + 3 \times 1769{,}08}$$

  C_b = 1,314

  Mp = Zx x fy
  = 2500 kg/cm^2 x 455 cm^3
  = 1137500 kg.cm
  = 11375 kg.m

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

$$M_n = 1{,}314 \times \left[762500 - (762500 - 0{,}7 \times 2500 \times 37{,}5) \times \frac{280 - 138{,}887}{404{,}550 - 138{,}887}\right] \leq M_p$$

$M_n = 393508{,}97\ kg.m$

Nilai $C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] > M_p$

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp. Mn = 11375 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 11375 kg.m ≥ 3519,15kg.m

10237,5 kg.m ≥ 3519,15 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan

d. Kontrol penmapang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{271}{5{,}5} = 49{,}27$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$49{,}27 \leq 69{,}570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$

$= 0{,}6 \times 250 \times 1595 \times 1$

$= 239250$ N

$= 24388{,}38$ Kg

- Cek kemampuan penampang

$$Ø_b \times V_n \geq V_u$$

0,9 x 24388,38 kg ≥ 2540,83 kg

21949,54 kg ≥ 2540,83 kg ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

d. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

L = 280 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{280}{360} = 0{,}778$ cm

$I_x = 6320\ cm^4$

Lendutan nominal akibat beban merata :

$$f_o = \frac{5(q_d + q_l)L^4}{384\ E\ I_x}$$

$$= \frac{5 \times (0{,}3232) \times 2{,}8^4}{384 \times 2000000\ x\ 6320}$$

$$= 0{,}00205 cm$$

Lendutan nominal akibat beban terpusat :

$$f_o = \frac{PL^3}{48\ EI}$$

$$= \frac{135{,}71 \times 140^3}{48 \times 2000000 \times 6320}$$

$$= 0{,}09\ cm$$

Maka didapatkan lendutan total fo = 0,092 cm

- Cek kemampuan lendutan

$$f^0 < f_{ijin}$$

0,092 cm < 0,778 cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

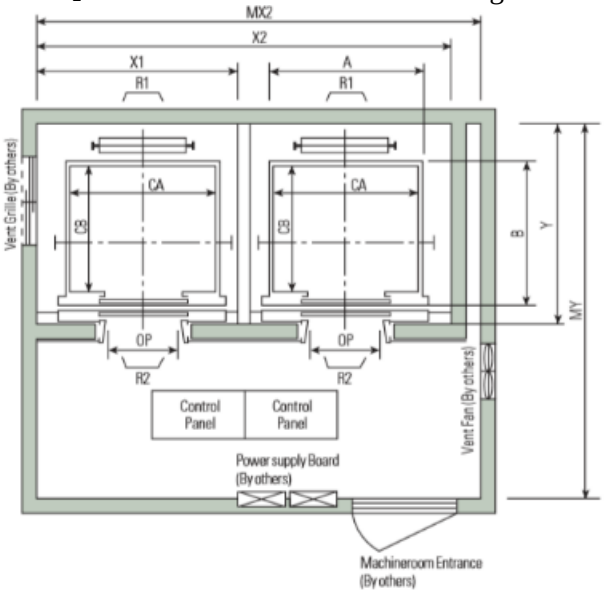
4.1.4 Perencanaan Balok *Lift*

Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift.

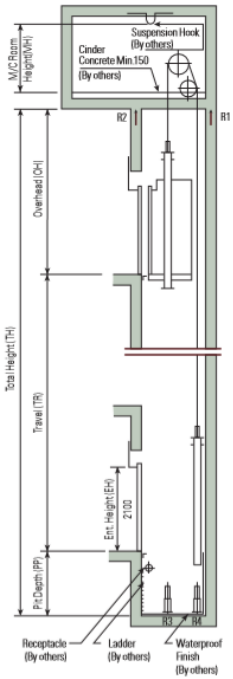
4.1.4.1 Data Perencanaan

Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (mengacu pada brosur) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI ELEVATOR
- Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) *2 Car* : 5200 × 2450 mm^2
- Dimensi sangkar (*Car size*)
  - Internal : 2000 × 1750 mm^2
  - Eksternal : 2100 × 1920 mm^2
- Dimensi ruang mesin (2 *Car*) : 5400 × 4300 mm^2
- Beban reaksi ruang mesin
  - R_1 : 8500 kg
  - R_2 : 6800 kg



Gambar 4.22 Denah *Lift*

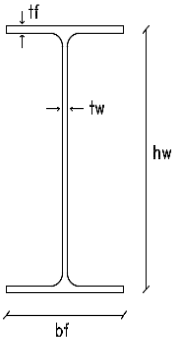


Gambar 4.23 *Hoistway Section*

4.1.4.2 Perencanaan Balok Penggantung *Lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 450.200.9.14 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	76	kg/m	ix	=	18,6	cm
A	=	96,76	cm^2	iy	=	4,4	cm
d	=	450	mm	Sx	=	1490	cm^3
bf	=	200	mm	Sy	=	187	cm^3
tw	=	9	mm	Zx	=	1621	cm^3
tf	=	14	mm	Zy	=	289	cm^3
r	=	18	mm	Lp	=	219,033	cm
Ix	=	33500	cm^4	Lr	=	641,818	cm
Iy	=	1870	cm^4	h	=	404	mm



e. Pembebanan pada balok

Pembebanan pada balok penggantung lift terdiri dari beban merata yang terdiri dari beban mati dan beban hidup. Selain itu, pada lift juga terdapat beban terpusat yang diakibatkna dari reaksi beban pada lift sesuai pada brosur.

- Beban Mati
  - Berat profil balok penggantung lift : 76 kg/m
  - Berat sambungan, dll(10%) : 7,6 kg/m

  Maka didapatkan beban mati q_D = 83,6 kg/m

- Beban Hidup
  - Beban hidup untuk *maintenance* : 100 kg/m

  Maka didapatkan beban hidup q_L = 100 kg/m

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, didapatkan beban faktor sebagai berikut :

q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
= 1,2 x 83,6 + 1,6 x 100
= 260,32 kg/m

- Beban terpusat lift

  Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

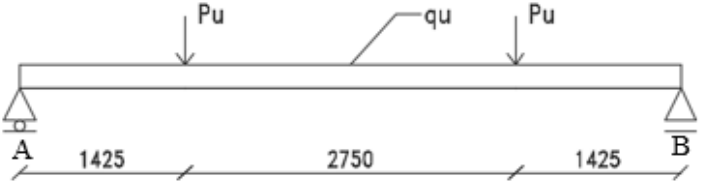
  PU_1 = R_1 × (1 + 50%)
  = 8500 × (1 + 50%)
  = 12.750 kg

  PU_2 = R_2 × (1 + 50%)
  = 6800 × (1 + 50%)
  = 10.200 kg

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, nilai Pu akibat reaksi 1 dan 2 dipilih yang terbesar sehingga didapatkan nilai PU = 12.750 kg

f. Perhitungan gaya dalam pada balok

Berikut adalah ilustrasi pembebanan pada balok penggantung *lift* :



Gambar 4.24 Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

- Reaksi Perletakan

$\Sigma M_A=0$

$\Sigma M_A=R_{VB}$ x L-Pu x (2,75)-qu x $\frac{1}{2}L^2$

0 =R_{VB} x 5,6-12750 x (2,75)-260,32 x $\frac{1}{2}5{,}6^2$

Maka, didapatkan nilai R_{VB} = 13478,89 Kg

$\Sigma M_B=0$

$\Sigma M_B=R_{VA}$ x L-Pu x (2,75)-qu x $\frac{1}{2}L^2$

0=R_{VA} x 5,6-12750 x (2,75)-260,32 x $\frac{1}{2}5{,}6^2$

Maka, didapatkan nilai R_{VA} = 13478,89 Kg

$\Sigma V = 0$

$R_{VA}+ R_{VB}$ = qu x L+2 x Pu

13478,89+ 13478,89 = 260,32 x 5,6+2 x 12750

26957,79 = 26957,79

Dikarenakan nilai ΣV=0, maka perhitungan sudah tepat.

- Momen Maksimum
  Dengan model pembebanan pada Gambar 4.8 maka momen maksimum pada balok berada ditengah bentang, sehingga besar M_{max} dapat ditentukan sebagai berikut :

$$M_{max} = R_{VA} \times \frac{L}{2} - q_u \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} - P_u \times \left(\frac{L}{2} - a\right)$$

$$= 13478{,}89 \times \frac{5{,}6}{2} - 260{,}3 \times \frac{5{,}6}{8} - 12750 \times \frac{2{,}75}{2}$$

$$= 19189{,}20 \text{ kgm}$$

- Gaya Geser Maksimum
  Dengan model pembebanan pada Gambar 4.8 maka gaya geser maksimum pada balok berada di titik A dan B, sehingga besar Vu dapat ditentukan sebagai berikut :

$$V_U = R_{VA}$$

$$= 13478{,}89 \text{ kg}$$

g. Kontrol penampang profil terhdap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200 \text{ mm}}{2(14 \text{ mm})} = 7{,}143$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 28{,}284$$

  Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{404\ mm}{9\ mm} = 44{,}889$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 1621 cm^3
= 4052500 kg.cm
= 40525 kg.m

Maka didapatkan besar nilai Mn = 40525 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 40525 kg.m ≥ 19189,20 kg.m
36472,5 kg.m ≥ 19189,20 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 560 cm
Lp = 223,016 cm
Lr = 622,864 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lr > Lb > Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Menengah.**

- Perhitungan momen nominal

Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

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

Nilai Cb dapat dihitung sebagai berikut :

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

Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

Mmax = 19189,20 kg.m

M_B = Mmax

= 19189,20 kg.m

$$M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2$$

$$M_A = \frac{1}{4} \times 13478{,}89 \times 5{,}6 - \frac{1}{2} \times 260{,}3 \times \left(\frac{1}{4} \times 5{,}6 \right)^2$$

= 18615,34 kg.m

$M_C = M_A$

= 18615,34 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 19189{,}20}{2{,}5 \times 19189{,}2 + 3 \times 18615{,}3 + 4 \times 19189{,}2 + 3 \times 18615{,}3}$$

C_b = 1,0146

Mp = Zx x fy

= 1621 kg.cm^4 x 2500 cm^3

= 40525 kg.m

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

$$M_n = 1{,}015 \times \left[4052500 - (4052500 - 0{,}7 \times 2500 \times 2500) \times \frac{560 - 223{,}01}{622{,}86 - 223{,}01}\right] \leq M_p$$

$$M_n = 197181{,}26\ kg.m$$

Nilai $C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] > M_p$

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp.
Mn = 40525 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 40525 kg.m ≥ 19189,20 kg.m

36473 kg.m ≥ 19189,20 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

h. Kontrol penmapang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{404}{9} = 44{,}889$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

44,889 ≤ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$

$= 0{,}6 \times 250 \times 4050 \times 1$

$= 607500$ N

$= 61926{,}61$ Kg

- Cek kemampuan penampang

$$\text{Ø}_b \times V_n \geq V_u$$

$$0{,}9 \times 61926{,}61 \text{ kg} \geq 13478{,}90 \text{ kg}$$

$$55733{,}95 \text{ kg} \geq 13478{,}90 \text{ kg} \text{ ... } \textbf{OK}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

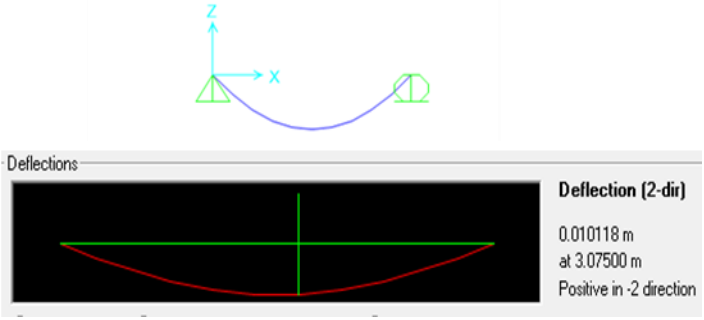
i. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

$L = 560$ cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{560}{360} = 1{,}56$ cm

$f^0 = 1{,}011$ cm (SAP 2000)



Gambar 4.25 Lendutan nominal dari SAP 2000

- Cek kemampuan lendutan

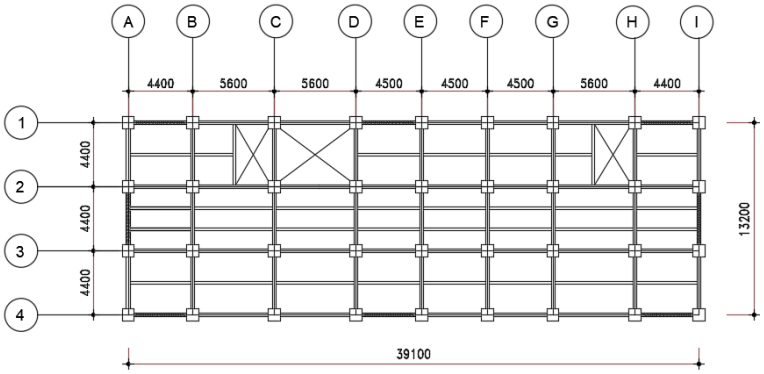
$$f^0 < f_{ijin}$$

$1{,}011 \text{ cm} < 1{,}56 \text{cm}$ ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

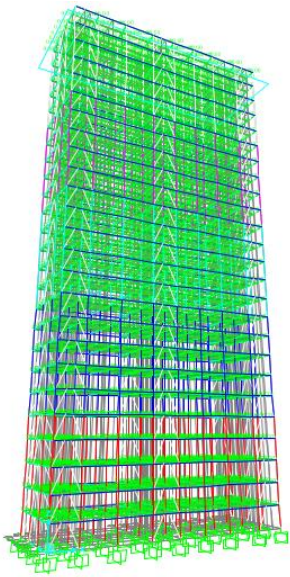
4.2 Permodelan Struktur

Permodelan struktur atas dirancang menggunakan sistem rangka *Eccentrically Braced Frame* (EBF) dengan menggunakan konfigurasi *K-Braces*. Sistem struktur rangka EBF berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang disebabkan oleh beban gempa bumi. Struktur yang digunakan menggunakan bangunan apartemen 25 lantai, dengan denah rencana struktur pada **Gambar 4.26** :



Gambar 4.26 Denah Perencanaan Struktur

Pada **Gambar 4.26** Arah vertical merupakan sumbu Y dan arah horizontal merupakan sumbu X sesuai pada gambar. Permodelan struktur apartemen ini dilakukan menggunakan program bantu analisa struktur. Pada program bantu analisa struktur, struktur apartemen akan dimodelkan dengan beberapa modifikasi. **Gambar 4.27** merupakan permodelan yang dilakukan dengan menggunakan program bantu analisa struktur.



Gambar 4.27 Permodelan Struktur dengan SAP 2000

4.2.1 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur utama terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Pembebanan tersebut mengacu pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983 dengan rincian sebagai berikut:

a. Beban Mati

- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Berat jenis profil baja : 7850 kg/m^3
- Berat pelat bondek : 10,1 kg/m^2
- Berat jenis dinding bata ringan : 550 kg/m^3
- Berat aspal : 14 kg/m^2
- Berat keramik / 1 cm : 24 kg/m^2
- Berat spesi / 1 cm : 21 kg/m^2
- Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung :18 kg/m^2
- Berat dinding : 250 kg/m^2
- Beban lift terlampir pada brosur

Rincian beban mati adalah sebagai berikut :

- Pelat atap, yang terdiri dari :
  - Berat spesi 1 cm : 21 kg/m^2
  - Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
  - Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
  - Berat waterproofing : 14 kg/m^2
  - Berat pelat bondek : 10,1 kg/m^2

  Maka didapatkan beban mati total q_D = 88,1 kg/m^2
- Pelat lantai 2-25, yang terdiri dari :
  - Berat spesi 2 cm : 42 kg/m^2
  - Berat plafon dan penggantung : 18 kg/m^2
  - Berat ducting dan plumbing : 25 kg/m^2
  - Berat keramik 1 cm : 24 kg/m^2
  - Berat pelat bondek : 10,1 kg/m^2

  Maka didapatkan beban mati total q_D = 119,1 kg/m^2

b. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang bekerja pada apartemen ini adalah sebagai berikut:

- Pelat atap
  - Beban hidup apartemen : 100 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup total q_L = 100 kg/m^2
  - Beban hujan : 20 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup total q_{Lr} = 20 kg/m^2
- Pelat lantai 2-25
  - Beban hidup apartemen : 195,72 kg/m^2

  Maka didapatkan beban hidup total q_L = 195,72 kg/m^2

c. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum melakukan perencanaan pembangunan. Salah satu cara

untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungannya :

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

Tabel 4.1 Analisis Jenis Tanah

Kedalaman (m)	N	Tebal (m)	Tebal/N
0	0	0	0
2	5	2	0,400
4	22	2	0,091
6	25	2	0,080
8	42	2	0,048
10	10	2	0,200
12	11	2	0,182
14	10	2	0,200
16	11	2	0,182
18	10	2	0,200
22	11	4	0,364
26	10	4	0,400
28	11	2	0,182
32	15	4	0,267
34	14	2	0,143
36	46	2	0,043
38	44	2	0,045
40	45	2	0,044
Total		40	3,071

$$\widetilde{N} = \frac{40}{3,071} = 13,0271 \ (< 15)$$

Dari nilai N rata – rata diatas, maka jenis tanah termasuk pada tanah lunak (Kelas Situs E).

4.2.2 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa pada struktur ditinjau dengan pengaruh gempa dinamis sesuai pada SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan pada analisis respons dinamis sesuai dengan parameter berikut :

4.2.2.1 Arah Pembebanan

Pembebanan gempa disimulasikan dengan meninjau pada dua arah koordinat, dimana salah satu sumbu koordinat ditinjau dengan beban gempa yang terjadi sebesar 100% serta bekerja bersamaan dengan beban gempa arah tegak lurus dari peninjauan sebesar 30%.

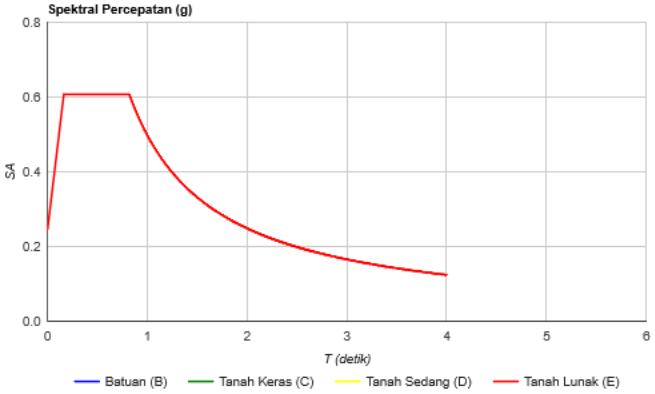
4.2.2.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan apartemen ini metode perhitungan pengaruh erhadap beban gempa yang digunakan adalah metode response spectrum. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter – parameter seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi response spectrum merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012.

Tabel 4.2 Parapeter Respon Spektrum Surabaya Situs E

S_S (g)	0,664
S_1 (g)	0,248
F_A	1,373
F_V	3,009
S_{MS} (g)	0,911
S_{M1} (g)	0,746
S_{DS} (g)	0,607
S_{D1} (g)	0,497
T_0 (detik)	0,164
T_S (detik)	0,818

Sumber : (Desain Spektra Indonesia, 2020)



Gambar 4.28 Grafik Spektral Gempa Surabaya
Sumber : (Desain Spektra Indonesia, 2020)

4.2.2.3 Faktor Skala Pembebanan Dinamis

Pada perencanaan gedung apartemen ini dirancang dengan menggunakan sistem rangka baja yang menggunakan sistem eksentris. Berdasarkan pada tabel 9 SNI 1726:2012 diperoleh nilai-nilai faktor skala pembebanan yaitu:

Tabel 4.3 Parapeter Respon Spektrum Surabaya Situs E

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_o	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

Berdasarkan Tabel 4. tersebut didapatkan nilai :

R = 8
Cd = 4

4.2.2.4 Faktor Keutamaan (I)

Dalam perhitungan perencanaan beban gempa terdapat faktor sesuai dengan kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencan harus dikalikan dengan suatu faktor kemanan I_e. Gedung ini direncanakan sebagai bangunan

apartemen. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1$.

Dari nilai R dan I yang telah ditentukan maka didapatkan faktor beban gempa yang dimodelkan pada dua arah sebagai berikut :

- Untuk 100% pembebanan gempa
  100% x g x (I/R)
  1 x 9.81 x (1/8) = 1.23
- Untuk 30% pembebanan gempa
  30% x g x (I/R)
  0.3 x 9.81 x (1/8) = 0.37

4.2.3 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut:

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

Keterangan :

D = beban mati
L = beban hidup
Lr = beban hidup atap
S = beban salju
R = beban hujan
W = beban angin
E = beban gempa

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut

setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup direduksi menjadi 0,5 kali berdasarkan syarat berat seismik efektif SNI 1726:2012.

4.2.4 Analisis Struktur

Hasil analisis struktur dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol- kontrol tersebut adalah sebagai berikut:

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol periode getar alami fundamental
- Kontrol simpangan antar tingkat

Dari hasil analisis struktur, dipilih gaya dalam maksimum yang terjadi pada masing- masing elemen struktur sebagai kontrol kapasitas penampang.

4.2.4.1 Berat Total Bangunan

Besarnya beban gempa dipengaruhi dari berat struktur bangunan itu sendiri. Oleh karena itu diperlukan untuk mengetahui berat total bangunan untuk mennetukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Berat total bangunan yang dihitung secara manual akan dibandingkan dengan perhitungan berat struktur yang didapatkan dari analisis menggunakan program bantu SAP 2000 dengan komninasi beban 1D + 1L, dimana hasil dari perbandingan tersebut tidak diperbolehkan melebihi batasan 5%.

Berikut adalah hasil perhitungan beban mati dan beban hidup yang dilakukan secara manual pada Tabel 4.4

Tabel 4.4 Beban Live Pada Gedung

Keterangan	Beban	Satuan	Dimensi	Satuan	Jmlah Lantai	Total (Kg)	Satuan
Pelat Atap	100	kg/m2	453,4	m2	1	45340	Kg
Pelat lt 2-25	195,72	kg/m2	453,4	m2	24	2129732,11	Kg
Total Berat						2175072,11	Kg

Tabel 4.5 Beban Dead Pada Gedung

Keterangan	Dimensi	Beban	Satuan	Dimensi	Satuan	n	Total (Kg)	Satuan
Kolom Lt 2-6	CFT 1000x1000x30	3034	kg/m	3,5	m	180	1911659	Kg
Kolom Lt 7-11	CFT 800x800x28	2007	kg/m	3,5	m	180	1264554	Kg
Kolom Lt 12-16	CFT 700x700x28	1586	kg/m	3,5	m	180	999298,9	Kg
Kolom Lt 17-21	CFT 600x600x28	1213	kg/m	3,5	m	180	764283,7	Kg
Kolom Lt 22-Atap	CFT 400x400x28	611	kg/m	3,5	m	180	384973,3	Kg
Balok Induk Memanjang	WF 600x300x11x18	128	kg/m	156,4	m	25	500480	Kg
Balok Induk Melintang	WF 500x300x12x17	137	kg/m	118,8	m	25	406890	Kg
Balok Anak Lt 2-25	WF 300x150x5x5.8	32	kg/m	154	m	24	118272	Kg
Balok Anak Lt Atap	WF 300x150x5x5.8	32	kg/m	154	m	1	4928	Kg
Bracing Lt 2-Atap	WF 250x250x11x11	64	kg/m	62,34	m	25	100367,4	Kg
Pelat Bondek Lt 2-25	Sesuai Brosur	10	kg/m2	453,4	m2	24	109904,2	Kg
Pelat Bonndek Lt Atap	Sesuai Brosur	10	kg/m2	453,4	m2	1	4579,34	Kg
Pelat Beton Lt 2-25	t = 9 cm	216	kg/m2	453,4	m2	24	2350426	Kg
Pelat Beton LT Atap	t = 9 cm	216	kg/m2	453,4	m2	1	97934,4	Kg
Total Berat							9018550	Kg

Tabel 4.6 Beban Super Dead Pada Gedung

Keterangan	Beban	Satuan	Dimensi	Satuan	Jmlah Lantai	Total (Kg)	Satuan
Pelat Atap	78	kg/m2	453,4	m2	1	35365,2	Kg
Pelat lt 2-25	109	kg/m2	453,4	m2	24	1186094,4	Kg
Berat Dinding	250	kg/m2	963,2	m2	24	5779200	Kg
Total Berat						7000659,6	Kg

Tabel 4.7 Total Berat Bangunan Perhitungan Manual

Keterangan	Total (Kg)
Beban Super Dead	7000659,6
Beban Dead	9018550,476
Beban Live	2175072,11
Total Berat Bangunan	18194282,19

Dari perhitungan tersebut, didapatkan nilai berat bangunan total adalah 18194282,19 Kg.

Tabel 4.8 Total Berat Bangunan Perhitungan SAP 2000

Keterangan	Total (Kg)
Beban Super Dead	7154744,06
Beban Dead	8958076,14
Beban Live	2239562,2
Total Berat Bangunan SAP 2000	18352382,4

Dari analisis SAP 2000, didapatkan nilai berat bangunan dengan kombinasi 1D + 1L adalah 18352382,40. Berat bangunan dari hasil analisis SAP 2000 dibandingkan dengan berat total bangunan yang didapatkan dari hitungan manual, sehingga didapatkan perbedaanya sebesar 0,89 %. Maka dapat disimpulkan bahwa berat bangunan memenuhi persyaratan yaitu selisih yang tidak melebihi 5%.

4.2.4.2 Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90% dari massa aktual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

Pada analisis struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan hasil partisipasi massa seperti pada **Tabel 4.9**.

Tabel 4.9 Kontrol Partisipasi Massa

Case	Mode	SumUX	SumUY
MODAL	1	6,86E-08	0,705
MODAL	2	0,166	0,705
MODAL	3	0,716	0,705
MODAL	4	0,716	0,828
MODAL	5	0,727	0,828
MODAL	6	0,839	0,828
MODAL	7	0,839	0,874
MODAL	8	0,841	0,874
MODAL	9	0,886	0,874
MODAL	10	0,886	0,901
MODAL	11	0,886	0,901
MODAL	12	0,911	0,901
MODAL	13	0,911	0,917
MODAL	14	0,911	0,917
MODAL	15	0,927	0,917
MODAL	16	0,927	0,93

MODAL	17	0,927	0,93
MODAL	18	0,938	0,93
MODAL	19	0,938	0,94
MODAL	20	0,938	0,94

Dari tabel diatas, didapatkan nilai partisipasi massa arah X sebesar 0,911 pada modal ke-12 dan nilai partisipasi massa arah Y sebesar 0,901 pada modal ke-10. maka dapat disimpulkan analisis truktur telah memenuhi SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi sekurang – kurangnya sebesar 90%.

4.2.4.3 Kontrol Periode Getar Alami Fundamental

Kontrol periode getar alami fundamental yang berfungsi untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012 nilai parameter adalah sebagai berikut :

$T_a = C_t \times h_n^x$

Nilai Ct dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012, yaitu

$C_t = 0{,}0731$

$X = 0{,}75$

$h_n = 87{,}5$ m

Dari nilai diatas maka didapatkan nilai T_a sebagai berikut :

$T_a = C_t \times h_n^x$

$= 0{,}0731 \times 87{,}5^{0{,}75}$

$= 2{,}091$ detik

Dengan nilai SD1 = 0,607, sesuai pada SNI 1726:2012 tabel 14 maka didapatkan nilai Cu =.1,4 Sehingga periode struktur yang diizinkan (T) adalah sebagai berikut :

$T = T_a \times C_u$

$= 2{,}091 \times 1{,}4$

$= 2{,}927$

Dari analisis yang dilaukan dengan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai $T_X = 1{,}728$ detik dan $T_Y = 2{,}217$ detik.

Tabel 4.10 Periode Getar Pada Gedung

T_a	T	T_x	T_x Pakai	T_y	T_YPakai
2,091	2,927	2,045	2,091	2,645	2,645

Dari hasil nilai periode diatas, nilai T_X dan T_Y dari hasil analisis SAP 2000 dibandingkan dengan Ta dan T. Maka periode getaran yang digunakan adalah nilai T_X = 2,091 dan T_Y = 2,217.

4.2.4.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 , nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_S \times W$$

Dimana :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_S = \frac{0{,}607}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_S = 0{,}0758$$

Nilai Cs tidak boleh lebih dari :

$$C_{S\ max\ X} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0{,}497}{2{,}091 \times \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0{,}0297$$

$$C_{S\ max\ Y} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$= \frac{0{,}497}{2{,}645 \times \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0{,}02365$$

Nilai Cs tidak boleh kurang dari :

$C_s = 0{,}044\ S_{DS}\ I_e \geq 0{,}01$

$= 0.044 \text{ x } 0{,}607 \text{ x } 1 \geq 0{,}01$

$= 0{,}0267 \geq 0{,}01$

Dari perhitungan diatas, maka digunakan nilai C_{SX} = 0,0297 dan C_{SY} = 0,0267.

Setelah didapatkan nilai C_S dan berat bangunan yang didapatkan pada analisis SAP 2000 dengan menggunakan faktor reduksi pada *live load*, sehingga W = 17232601,29 kg, sehingga didapatkan nilai gaya geser statik sebagai berikut :

$V_{statis\ X} = C_{SX} \text{ x } W$

$= 0{,}0297 \text{ x } 17232601{,}29$

$= 511808{,}26 \text{ kg}$

$= 5023{,}91 \text{ kN}$

$V_{statis\ Y} = C_{SY} \text{ x } W$

$= 0{,}0237 \text{ x } 17232601{,}29$

$= 408412{,}64 \text{ kg}$

$= 4008{,}98 \text{ kN}$

Dari hasil analisis menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 4.11 Kontrol V dinamik Terhadap Vstatik

Keterangan	$V_{Dinamik}$	85 % V_{Statik}	Ket
Gempa X	417292,63	435037,02	Not Oke
Gempa Y	338581,79	347150,74	Not Oke

Nilai gaya gempa $V_{DinamikY}$ tidak memenuhi persyaratan $V_{Dinamik}$ > 85 % V_{Statik} oleh karena itu perlu dikalikan faktor skala sehingga akan didapatkan nilai gaya gempa yang sesuai dengan hasil seberti di **Tabel 4.12**.

Tabel 4.12 Kontrol V dinamik Setelah Dikalikan Faktor

Keterangan	$V_{Dinamik}$	85 % V_{Statik}	Ket
Gempa X	444433,61	435037,02	Oke
Gempa Y	364792,83	347150,74	Oke

Dari analisis SAP 2000 yang dilakukan kembali setelah dikalikan dengan skala, nilai geser telah memenhi persyaratan pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 dimana nilai $V_{Dinamik} > 0{,}85\ \% V_{Statik}$. Maka kontrol nilai akhir respon spectrum pada analisis gedung ini telah sesuai.

4.2.4.5 Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d\, \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana :

δ_{xe} = defleksi lantai ke-x ditentukan dengan analisis elastis
C_d = 4
I_e = 1
h_{sx} = 3,5 m
Δ_a = 0,025 h_{sx}
= 0,025 x 3,5 m
= 0,0875 m

Tabel 4.13 Rekapiulasi Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Keterangan	δx (mm)	δy (mm)	Δa (mm)	Ket δx	Ket δy
Lantai 2	2,768	3,069	87,5	Oke	Oke
Lantai 3	4,590	5,361	87,5	Oke	Oke
Lantai 4	8,442	10,286	87,5	Oke	Oke
Lantai 5	9,505	11,957	87,5	Oke	Oke
Lantai 6	10,011	12,878	87,5	Oke	Oke
Lantai 7	10,512	13,712	87,5	Oke	Oke
Lantai 8	10,559	13,986	87,5	Oke	Oke
Lantai 9	10,441	13,910	87,5	Oke	Oke

Lantai 10	10,233	13,651	87,5	Oke	Oke
Lantai 11	9,983	13,313	87,5	Oke	Oke
Lantai 12	9,888	13,060	87,5	Oke	Oke
Lantai 13	9,518	12,509	87,5	Oke	Oke
Lantai 14	9,159	11,989	87,5	Oke	Oke
Lantai 15	8,792	11,486	87,5	Oke	Oke
Lantai 16	8,419	11,013	87,5	Oke	Oke
Lantai 17	8,289	10,720	87,5	Oke	Oke
Lantai 18	7,779	10,045	87,5	Oke	Oke
Lantai 19	7,277	9,395	87,5	Oke	Oke
Lantai 20	6,741	8,737	87,5	Oke	Oke
Lantai 21	6,171	8,107	87,5	Oke	Oke
Lantai 22	6,121	7,703	87,5	Oke	Oke
Lantai 23	5,688	7,130	87,5	Oke	Oke
Lantai 24	4,831	5,967	87,5	Oke	Oke
Lantai 25	3,915	4,716	87,5	Oke	Oke
Lantai Atap	2,916	3,496	87,5	Oke	Oke

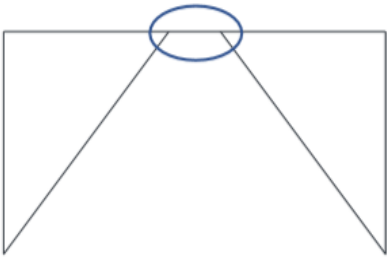
Dari hasil rekapitulasi kontrol simpangan antar tingkat pada Tabel 4.13 maka dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan telah memenuhi persyaratan simpangan sesuai pada SNI 1726:2012.

4.3 Perencanaan Struktur Primer

Setelah permodelan pada struktur 3 dimensi dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP 2000. Analisis struktur lanjutan kemudian dilakukan kontrol terhadap struktur utama sesuai dengan peraturan yang berlaku pada SNI 1729 : 2015 dan AISC 341-10.

Perencanaan pada struktur primer terdiri dari perencanaan link melintang dan memanjang, pengaku link melintang dan memanjang, balok diluar link melintang dan memanjang, balok induk, dan kolom.

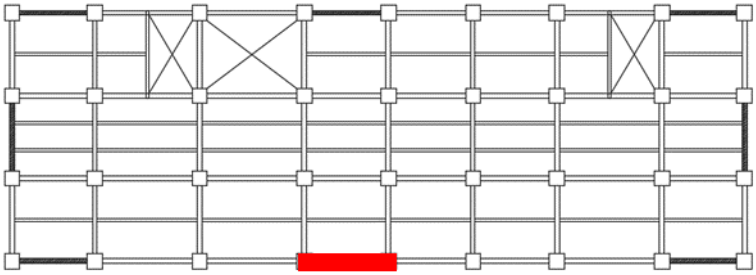
4.3.1 Perencanaan Link



Gambar 4.29 Ilustrasi Perencanaan Elemen Link

4.3.1.1 Perencanaan Link Memanjang

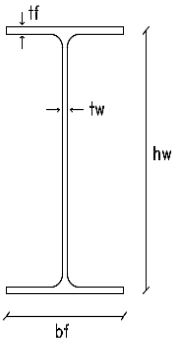
Perencanaan link memanjang berada pada balok frame 3882 sesuai pada denah perencanaan Gambar 4.31.



Gambar 4.30 Denah Perencanan Link Memanjang

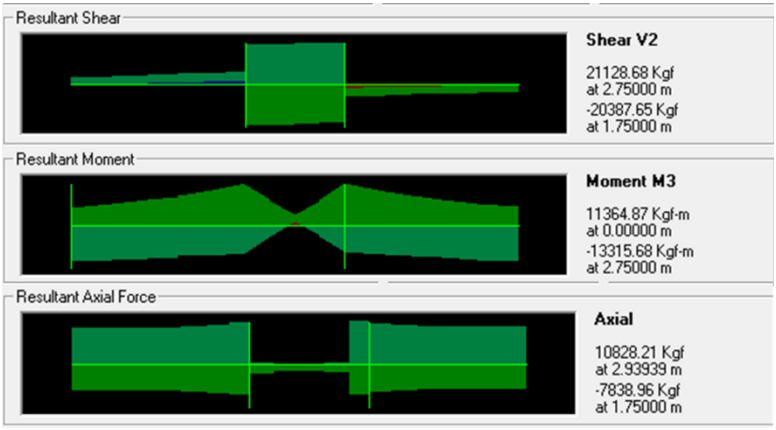
Link direncanakan dengan menggunakan profil WF profil WF 600.300.12.17 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	137	kg/m	ix	=	24,3	cm
A	=	174,5	cm^2	iy	=	6,63	cm
d	=	582	mm	Sx	=	3530	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	511	cm^3
tw	=	12	mm	Zx	=	3782	cm^3
tf	=	17	mm	Zy	=	785	cm^3
r	=	28	mm	Lp	=	330,044	cm
Ix	=	103000	cm^4	Lr	=	946,320	cm
Iy	=	7670	cm^4	h	=	524	mm



Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya dalam maksimum sebagai berikut :

P_U = 10828,21 kg
V_U = 21128,68 kg
M_U = 13315,68 kg.m



Gambar 4.31 Gaya Dalam Link Memanjang

Perencanaan pada link dapat digolongkan berdasarkan panjang link tersebut. Perencanaan sesuai dengan pesyaratan sebagai berikut :

$M_p = Z_x \times F_y$
$= 3782 \times 2500$
$= 9455000$ kgcm
$= 94550$ kgm

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d-2tf) \times tw$
$= 0{,}6 \times 2500 \times (582-2.17) \times 12$
$= 100550{,}46$ kg

$$e = \frac{1{,}6 \times M_p}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 9455000}{100550{,}46} = 150{,}45 \text{ cm}$$

$$e = \frac{2{,}6 \times M_p}{V_p} = \frac{2{,}6 \times 9455000}{100550{,}46} = 244{,}48 \text{ cm}$$

$$e = \frac{5 \text{ x } M_p}{V_p} = \frac{5 \text{ x } 9455000}{100550{,}46} = 470{,}16 \text{ cm}$$

Pada analisis yang dilakukan dengan program bantu SAP 2000 direncanakan panjang link adalah 100 cm, sehingga link termasuk pada jenis *Short Link*.

a. Kontrol Penampang

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2(17 \text{ mm})} = 8{,}824$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{524 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 43{,}667$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

b. Kontrol Pengaruh Gaya Aksial

Karena penampang kompak, maka nilai Py didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$P_Y = A_g \times F_Y$
$= 174{,}5 \times 2500$
$= 436250$ kg

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2 kuat geser nominal (V_n) link diambil yang terkecil akibat geser atau lentur.

$P_r = P_u = 10828{,}21$ kg

$P_c = P_y = F_y A_g = 436250$ kg

$P_r/P_c \leq 0{,}15$

$10828{,}21 \text{ kg}/436250 \text{ kg} \leq 0{,}15$

$0{,}0248 \leq 0{,}15$

Akibat Geser

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d-2tf) \times tw$
$= 0{,}6 \times 2500 \times (582-2.17) \times 12$
$= 100550{,}46$ kg

Akibat Lentur

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 9455000}{100}$$
$= 125688{,}07$ kg

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $2M_P/e > V_P$ maka nilai
$V_n = 100550{,}46$ kg

Cek Kapasitas Penampang

$\emptyset = 0{,}9$

$V_u \leq \emptyset V_n$

$21128{,}68 \text{ kg} \leq 90495{,}41 \text{ kg}$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol kuat geser profil dapat digunakan.

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan AISC 341-10, untuk nilai e lebih kecil dari 1,6 M_P/V_P (*Short Link*) sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian (α_{max}).

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \times \emptyset$$

$$= \left(\frac{L}{e}\right) \text{ x } \frac{\delta_x}{H \text{ lantai}}$$

$$= \left(\frac{450}{100}\right) \text{ x } \frac{1{,}056}{350}$$

$$= 0{,}014$$

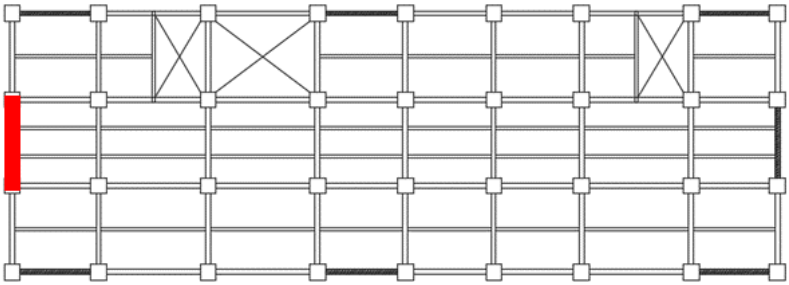
$\alpha_{max} > \alpha$

$0{,}08 > 0{,}014$

Nilai sudut rotasi tidak melebihi sudut rotasi maksmum. Maka, profil dapat digunakan.

4.3.1.2 Perencanaan Link Melintang

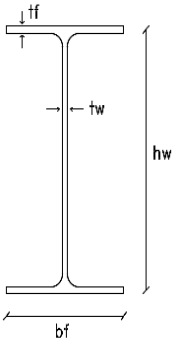
Perencanaan link melintang berada pada balok pada frame 1636 lantai 7 sesuai pada denah perencanaan Gambar 4.32.



Gambar 4.32 Denah Perencanan Link Melintang

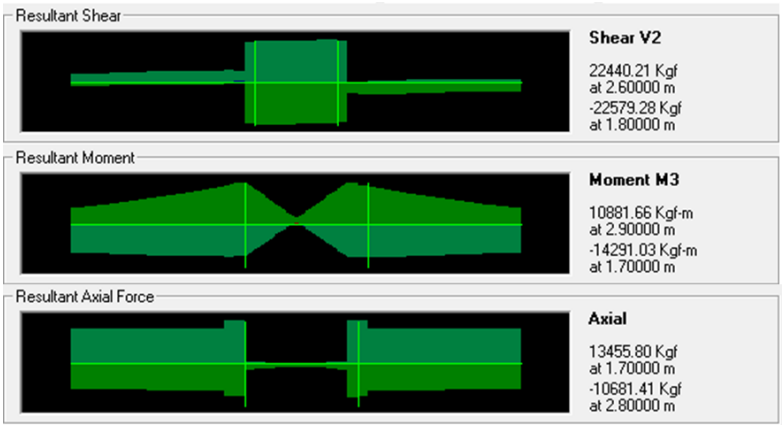
Link direncanakan dengan menggunakan profil WF profil WF 500.300.11.18 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	128	kg/m	ix	=	20,8	cm
A	=	163,5	cm^2	iy	=	7,04	cm
d	=	488	mm	Sx	=	2910	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	541	cm^3
tw	=	11	mm	Zx	=	3100	cm^3
tf	=	18	mm	Zy	=	824	cm^3
r	=	26	mm	Lp	=	350,453	cm
Ix	=	71000	cm^4	Lr	=	1050,713	cm
Iy	=	8110	cm^4	h	=	430	mm



Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya dalam maksimum sebagai berikut :

P_U = 13455,80 kg
V_U = 22579,28 kg
M_U = 14291,03 kgm



Gambar 4.33 Gaya Dalam Link Melintang

Perencanaan pada link dapat digolongkan berdasarkan panjang link tersebut. Perencanaan sesuai dengan pesyaratan sebagai berikut :

$M_p = Z_x \times F_y$
$= 3100 \times 2500$
$= 7750000$ kgcm

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d-2tf) \times tw$
$= 0{,}6 \times 2500 \times (452) \times 11$
$= 76024{,}46$ kg

$$e = \frac{1{,}6 \times M_p}{V_p}$$
$$= \frac{1{,}6 \times 7750000}{76024{,}46}$$
$= 163{,}11$ cm

$$e = \frac{2{,}6 \times M_p}{V_p}$$
$$= \frac{2{,}6 \times 7750000}{76024{,}46}$$
$$= 265{,}05 \text{ cm}$$
$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p}$$
$$= \frac{5 \times 7750000}{76024{,}46}$$
$$= 509{,}70 \text{ cm}$$

Pada analisis yang dilakukan dengan program bantu SAP 2000 direncanakan panjang link adalah 100 cm, sehingga link termasuk pada jenis *Short Link*.

a. Kontrol Penampang

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2(18 \text{ mm})} = 8{,}333$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{430 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 39{,}091$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

b. Kontrol Pengarug Gaya Aksial

Karena penampang kompak, maka nilai Py didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$P_Y = A_g \times F_Y$
$= 163{,}5 \times 2500$
$= 408750$ kg

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2 kuat geser nominal (V_n) link diambil yang terkecil akibat geser atau lentur.

$P_r = P_u = 13455{,}80$ kg
$P_c = P_y = F_y A_g$
$= 408750$ kg

Cek kemampuan aksial :

$P_r / P_c \leq 0{,}15$
$13455{,}80\ kg / 408750\ kg \leq 0{,}15$
$0{,}0329 \leq 0{,}15$

Akibat Geser

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d\text{-}2tf) \times tw$
$= 0{,}6 \times 2500 \times (452) \times 11$
$= 76024{,}46$ kg

Akibat Lentur

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7750000}{100}$$
$= 95030{,}58$ kg

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $2M_P/e > V_P$ (akibat momen lebih besar dari pada geser) maka nilai :

$V_n = V_p$

= 76024,46 kg

Cek Kapasitas Penampang

Ø = 0,9

$V_u \leq Ø\, V_n$

22579,28 kg ≤ 0,9 x 76024,46 kg

22579,28 kg ≤ 68422,02 kg

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol kuat geser profil dapat digunakan.

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan AISC 341-10, untuk nilai e lebih kecil dari 1,6 M_P/V_P (*Short Link*) sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian (α_{max}).

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \text{ x } Ø$$

$$= \left(\frac{L}{e}\right) \text{ x } \frac{\delta_x}{\text{H lantai}}$$

$$= \left(\frac{440}{100}\right) \text{ x } \frac{1{,}398}{350}$$

$$= 0{,}013$$

$\alpha_{max} > \alpha$

0.08 > 0.017

Nilai sudut rotasi tidak melebihi sudut rotasi maksmum. Maka, berdasarkan kontrol sudut rotasi link profil dapat digunakan.

4.3.2 Perencanaan Pengaku Link

4.3.2.1 Pengaku Link Memanjang

Berdasarkan AISC 341-10, Titik pertemuan dengan batang bresing pada link, dipasang pengaku setinggi badan link dan berada pada kedua sisi pelat badan link.

- Lebar pengaku link minimal

  $b_f - 2t_w$ = 300 – 2 x 12

  = 276 mm

- Tebal pengaku link minimal

$0{,}75\ t_w$ = 0,75 x 12
= 9 mm
t pakai = 10 mm

Untuk *link* dengan panjang < 1,6 M_P/V_P , jarak pengaku link direncanakan memiliki batasan maksimum sebagai berikut :

Untuk α = 0,08 radian

$$S = 30 \times t_w - \frac{d}{5}$$
$$= 30 \times 12 - \frac{582}{5}$$
$$= 243{,}6 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha \leq 0{,}02$ radian

$$S = 52 \times t_w - \frac{d}{5}$$
$$= 52 \times 12 - \frac{582}{5}$$
$$= 507{,}6 \text{ mm}$$

Untuk mendapatkan jarak pengaku S pada α = 0,014 radian, maka didapatkan nilai S maksimum antar pengaku 507,6 mm.
Dari batas maksimum jarak link diatas, maka direncanakan jarak pengaku link yang digunakan adalah 250 mm atau 25 cm.

4.3.2.2 Pengaku Link Melintang

Berdasarkan AISC 341-10, Titik pertemuan dengan batang bresing pada link, dipasang pengaku setinggi badan link dan berada pada kedua sisi pelat badan link.

- Lebar pengaku link minimal
  $b_f - 2t_w$ = 300 – 2 x 11
  = 278 mm
- Tebal pengaku link minimal
  $0{,}75\ t_w$ = 0,75 x 11
  = 8,25 mm
  t pakai = 10 mm

Untuk *link* dengan panjang < 1,6 M_P/V_P , jarak pengaku link direncanakan memiliki batasan maksimum sebagai berikut :

Untuk $\alpha = 0{,}08$ radian

$$S = 30 \times t_w - \frac{d}{5}$$

$$= 30 \times 11 - \frac{488}{5}$$

$$= 232{,}4 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha \leq 0{,}02$ radian

$$S = 52 \times t_w - \frac{d}{5}$$

$$= 52 \times 11 - \frac{488}{5}$$

$$= 474{,}4 \text{ mm}$$

Untuk mendapatkan jarak pengaku S pada $\alpha = 0{,}017$ radian, maka didapatkan nilai S maksimum antar pengaku 474,4 mm.

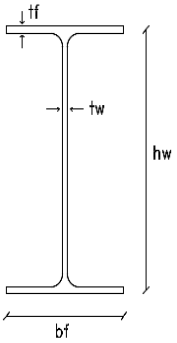
Dari batas maksimum jarak link diatas, maka direncanakan jarak pengaku link yang digunakan adalah 250 mm atau 25 cm.

4.3.2.3 Perencanaan Balok Diluar *Link*

4.3.3.1 Balok Diluar *Link* Memanjang

Balok diluat *Link* memanjang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600.300.12.17 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

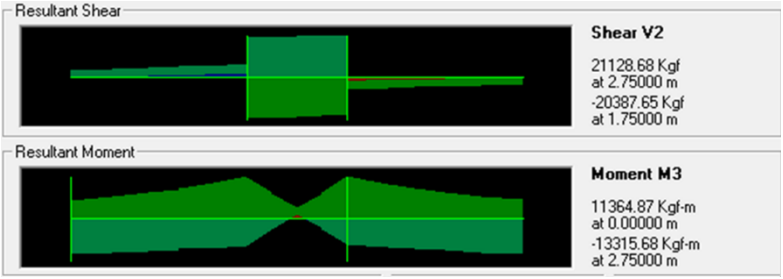
W	=	137	kg/m	ix	=	24,3	cm
A	=	174,5	cm^2	iy	=	6,63	cm
d	=	582	mm	Sx	=	3530	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	511	cm^3
tw	=	12	mm	Zx	=	3782	cm^3
tf	=	17	mm	Zy	=	785	cm^3
r	=	28	mm	Lp	=	330,044	cm
Ix	=	103000	cm^4	Lr	=	946,320	cm
Iy	=	7670	cm^4	h	=	524	mm



Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya dalam dengan kombinasi 1,2D+1L+1Ex sebagai berikut :

V_U = 21128,68 kg

M_U = 13315,68 kgm



Gambar 4.34 Gaya Dalam Baok Diluar Link Memanjang

Berdasarkan AISC 341-10, kuat perlu balok diluar link ditentukan berdasarkan gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,25 kali kuat geser nominal link sebesar Ry.Vn.

$M_n = Z_x \times F_y$

$= 3782 \times 2500$

$= 9455000$ kgcm

$= 94550$ kgm

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d-2tf) \times tw$

$= 0{,}6 \times 250 \times 548 \times 12$

$= 100550{,}46$ kg

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 9455000}{100}$$

$= 189100$ kg

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $2M_P/e > V_P$ maka nilai $V_n = 100550{,}46$ kg

$V_u = 1{,}25 \times R_y \times V_n$

$= 1{,}25 \times 1{,}5 \times 100550{,}46$ kg

$= 188532.113$ kg

a. Kontrol Penampang

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300\ mm}{2(17\ mm)} = 8{,}824$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{524\ mm}{12\ mm} = 43{,}667$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

Karena penampang kompak, maka nilai M_n didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$M_n = Z_X \times F_Y$
$= 3782 \times 2500$
$= 9455000$ kgcm

- Cek kemampuan penampang

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

$0{,}9 \times 94550$ kg.m $\geq 13315{,}68$ kg.m

85095 kg.m $\geq$ 13315,68 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

b. Kontrol Momen Nominal dari Tekuk Lokal

Lb = 175 cm
Lp = 330,044 cm
Lr = 946,320 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb < Lp, maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Pendek.**

Karena penampang kompak, maka nilai M_n didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$M_n = Z_X \times F_Y$
$= 3782 \times 2500$
$= 9455000$ kgcm

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 94550 kg.m $\geq$ 13315,68 kg.m
85095 kg.m $\geq$ 13315,68 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

c. Kontrol Penampang terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{524}{12} = 43{,}67$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$43{,}67 \leq 69{,}570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$
$= 0{,}6 \times 2500 \times 6984 \times 1$

$= 1047600$ N

$= 104760$ kg

$\emptyset_b \times V_n = 0{,}9 \times 104760$

$= 94284$ kg

d. Kontrol Interaksi Gaya Geser dan Lentur

Kontrol interaksi geser dan lentur didapatkan dari nilai ultimate dari kombinasi 1,2D+1L+1Ex. Sesuai dengan persyaratan batas nilai Vu pada balok diluar link. digunakan nilai Vu yang dengan faktor 1,25 x Ry xVn yang berasal dari link.

$$\frac{M_u}{\emptyset.\ M_n} + 0{,}625\ \frac{V_u}{\emptyset.V_n} \leq 1{,}375$$

$$\frac{9568{,}51}{85095} + 0{,}625\ \frac{188532.113}{94284} \leq 1{,}375$$

$$0{,}1124 + 1{,}249 \leq 1{,}375$$

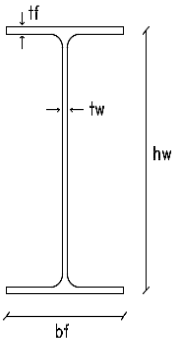
$$1{,}359 \leq 1{,}375$$

Nilai kontrol interaksi gaya geser dan lentur memenuhi batas maksimum seperti yang dirumuskan diatas. Maka profil dapat digunakan.

4.3.3.2 Balok Diluar *Link* Melintang

Balok diluat *Link* melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 500.300.11.18 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

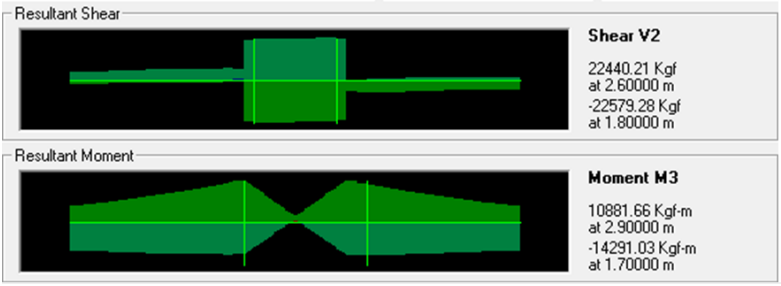
W	=	128	kg/m	ix	=	20,8	cm
A	=	163,5	cm^2	iy	=	7,04	cm
d	=	488	mm	Sx	=	2910	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	541	cm^3
tw	=	11	mm	Zx	=	3100	cm^3
tf	=	18	mm	Zy	=	824	cm^3
r	=	26	mm	Lp	=	350,453	cm
Ix	=	71000	cm^4	Lr	=	1050,713	cm
Iy	=	8110	cm^4	h	=	430	mm



Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan nilai gaya dalam dengan kombinasi 1,2D+1L+1Ey sebagai berikut :

V_U = 22579,28 kg

M_U = 14291,03 kgm



Gambar 4.35 Gaya Dalam Balok Diluar Link Melintang

Berdasarkan AISC 341-10, kuat perlu balok diluar link ditentukan berdasarkan gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,25 kali kuat geser nominal link sebesar Ry.Vn.

$M_n = Z_x \times F_y$

$= 3100 \times 2500$

$= 7750000$ kgcm

$= 77500$ kgm

$V_p = 0{,}6 \times F_y \times (d-2tf) \times tw$

$= 0{,}6 \times 250 \times 452 \times 11$

$= 76024{,}46$ kg

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2 \times 7750000}{100}$$

$= 155000$ kg

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $2M_P/e > V_P$ maka nilai $V_n = 76024{,}46$ kg

$V_u = 1{,}25 \times R_y \times V_n$

$= 1{,}25 \times 1{,}5 \times 76024{,}46$

$= 142545{,}863$ kg

a. Kontrol Penampang

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300\ mm}{2(18\ mm)} = 8{,}333$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{430\ mm}{11\ mm} = 39{,}091$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

Karena penampang kompak, maka nilai M_n didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$M_n = Z_X \times F_Y$
$= 3100 \times 2500$
$= 7750000$ kgcm

- Cek kemampuan penampang

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

$0{,}9 \times 77500$ kg.m $\geq 14291{,}03$ kg.m

69750 kg.m $\geq$ 14291,03 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

b. Kontrol Momen Nominal dari Tekuk Lokal

Lb = 170 cm
Lp = 350,453 cm
Lr = 1050,713 cm

Dari nilai diatas didapatkan nilai Lb < Lp, maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Pendek.**
Karena penampang kompak, maka nilai M_n didapat dengan perumusan sebagai berikut :

$M_n = Z_X \times F_Y$
$= 3100 \times 2500$
$= 7750000$ kgcm

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 77500 kg.m $\geq$ 14291,03 kg.m
69750 kg.m $\geq$ 14291,03 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

c. Kontrol Penampang terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{430}{11} = 39{,}091$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

39,091 $\leq$ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$
$= 0{,}6 \times 2500 \times 5368 \times 1$

$= 805200$ N

$= 82079{,}51$ kg

$\emptyset_b \times V_n = 0{,}9 \times 82079{,}51$

$= 73871{,}55$ kg

d. Kontrol Interaksi Gaya Geser dan Lentur

Kontrol interaksi geser dan lentur didapatkan dari nilai ultimate dari kombinasi 1,2D+1L+1Ex. Sesuai dengan persyaratan batas nilai Vu pada balok diluar link pada AISC 341-10 digunakan nilai Vu yang dengan faktor 1,25 x Ry xVn yang berasal dari link.

$$\frac{M_u}{\emptyset . M_n} + 0{,}625 \frac{V_u}{\emptyset . V_n} \leq 1{,}375$$

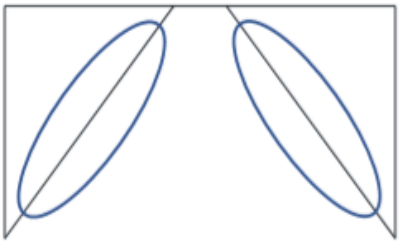
$$\frac{10863{,}62}{69750} + 0{,}625 \frac{142545{,}863}{73871{,}56} \leq 1{,}375$$

$$0{,}156 + 1{,}206 \leq 1{,}375$$

$$1{,}362 \leq 1{,}375$$

Nilai kontrol interaksi gaya geser dan lentur memenuhi batas maksimum seperti yang dirumuskan diatas. Maka profil dapat digunakan.

4.3.4 Perencanaan Bresing



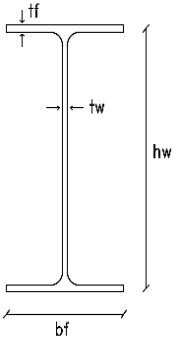
Gambar 4.36 Ilustrasi Elemen Bresing

Berdasarkan AISC 341-10, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar 1,25 Ry Vn.

4.3.4.1 Bresing Arah Memanjang

Balok diluat *Link* melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 250.250.11.11 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	64,4	kg/m	ix	=	10,3	cm
A	=	82,06	cm^2	iy	=	5,98	cm
d	=	244	mm	Sx	=	720	cm^3
bf	=	252	mm	Sy	=	233	cm^3
tw	=	11	mm	Zx	=	781	cm^3
tf	=	11	mm	Zy	=	356	cm^3
r	=	16	mm	Lp	=	297,686	cm
Ix	=	8790	cm^4	Lr	=	1062,470	cm
Iy	=	2940	cm^4	h	=	200	mm



Bresing direncanakan memiliki :

α = 63 °

L = 391,31 m

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, nilau Vu sebagai berikut :

Vn adalah gaya geser nominal pada link, Vn = 100550,46 kg.

Vu = 1,25 x Ry x Vn
= 1,25 x 1,5 x 100550,46
= 188532,11 kg

Setelah didapatkan nilai Gaya aksial (Pu Tekan dan Pu Tarik) dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_{u\ tekan} = \frac{V_u}{\text{Sin } \alpha}$$

$$= \frac{188532,11}{\text{Sin } 63^o}$$

$$= 211594,53 \text{ kg}$$

$$P_{u\ tarik} = \frac{V_u}{\text{Sin } \alpha}$$

$$= \frac{188532,11}{\text{Sin } 63^o}$$

$$= 211594,53 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang Profil

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{252\ mm}{2(11\ mm)} = 11{,}455$$

$$\lambda_r = 0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}56\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 15{,}839$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Tidak Langsing.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{200\ mm}{11\ mm} = 18{,}182$$

$$\lambda_r = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 42{,}144$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Tidak Langsing.**

b. Kontrol Kuat Tekan Bresing

Arah X

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$$

$$= \frac{391{,}31}{10{,}3}$$

$$= 37{,}99$$

Arah Y

$$\lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_x}$$

$$= \frac{391{,}31}{5{,}98}$$

$$= 65{,}44$$

Dari nilai λ_x dan λ_y , maka digunakan nilai yang terbesar sehingga $\lambda = 65,44$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 200000}{(65,44)^2}$$

$$= 4613,598 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{kx}}{i_x} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$65,44 \leq 4,71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$65,44 \leq 133,22$$

Dari perhitungan diatas nilai $L_{kx}/i_x \leq 4,71\sqrt{E/f_y}$ maka didapatkan nilai Fcr dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{cr} = \left(0,685^{\frac{fy}{fe}}\right) \text{x } f_y$$

$$= \left(0,685^{\frac{2500}{4613,59}}\right) \text{x } 2500$$

$$= 1992,695 \text{ kg/cm}^2$$

P_{max} = 1,1 x Ry x Ag x Fcr

= 1,1 x 1,5 x 82,06 x 1992,695

= 269808,95 kg

Kuat tekan nominal didapatkan dari nilai kuat tekan maksimum seperti pada perhitungan diatas. Maka, Pn = 269808,95 kg.

- Cek kemampuan kuat tekan

$$\text{Ø}_b \times P_n \geq P_u$$

0,9 x 269808,95 kg $\geq$ 211594,53 kg

242828,06 kg $\geq$ 211594,53 kg ... **OK**

Nilai kuat tekan nominal dari profil memenuhi kebutuhan (kuat tekan ultimate). Maka, dapat disimpulkan bahwa profil dapat digunakan.

c. Kontrol Kuat Tarik Bresing

P_{max} = 1,1 x Ry x Ag x Fy
= 1,1 x 1,5 x 82,06 x 2500
= 307725 kg

Kuat tekan nominal didapatkan dari nilai kuat tekan maksimum seperti pada perhitungan diatas. Maka, Pn = 307725 kg.

- Cek kemampuan kuat tarik

$$Ø_b \times P_n \geq P_u$$

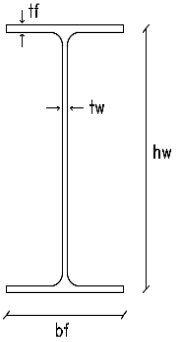
0,9 x 307725 kg $\geq$ 211594,53 kg
276952,5kg $\geq$ 211594,53 kg ... **OK**

Nilai tarik nominal dari profil memenuhi kebutuhan (kuat tarik ultimate). Maka, dapat disimpulkan bahwa profil dapat digunakan.

4.3.4.2 Bresing Arah Melintang

Balok diluat *Link* melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 250.250.11.11 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

W	=	64,4	kg/m	ix	=	10,3	cm
A	=	82,06	cm^2	iy	=	5,98	cm
d	=	244	mm	Sx	=	720	cm^3
bf	=	252	mm	Sy	=	233	cm^3
tw	=	11	mm	Zx	=	781	cm^3
tf	=	11	mm	Zy	=	356	cm^3
r	=	16	mm	Lp	=	297,686	cm
Ix	=	8790	cm^4	Lr	=	1062,470	cm
Iy	=	2940	cm^4	h	=	200	mm



Bresing direncanakan memiliki :

α = 64 °
L = 389,1 m

Berdasarkan AISC 341-10, didapatkan nilai Vu sebagai berikut :

Vn adalah gaya geser nominal pada link, Vn = 76024,46 kg.

Vu = 1,25 x Ry x Vn
= 1,25 x 1,5 x 76024,46
= 142545,87 kg

Setelah didapatkan nilai Gaya aksial (Pu Tekan dan Pu Tarik) dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_{u\ tekan} = \frac{V_u}{\text{Sin } \alpha}$$
$$= \frac{142545,87}{\text{Sin } 64^o}$$
$$= 158596,81 \text{ kg}$$

$$P_{u\ tarik} = \frac{V_u}{\text{Sin } \alpha}$$
$$= \frac{142545,87}{\text{Sin } 64^o}$$
$$= 158596,81 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang Profil

A. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{252 \text{ mm}}{2(11 \text{ mm})} = 11,455$$

$$\lambda_r = 0,56\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 15,839$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Tidak Langsing.**

B. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{200 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 18,182$$

$$\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 42,144$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_r$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Tidak Langsing.**

b. Kontrol Kuat Tekan Bresing

Arah X

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$$
$$= \frac{389,1}{10,3}$$
$$= 37,78$$

Arah Y

$$\lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_x}$$
$$= \frac{389,1}{5,98}$$
$$= 65,07$$

Dari nilai λ_x dan λ_y , maka digunakan nilai yang terbesar sehingga $\lambda = 65,07$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2}$$
$$= \frac{\pi^2 200000}{(65,07)^2}$$
$$= 4666,155 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{kx}}{i_x} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$65,07 \leq 4,71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$65,07 \leq 133,22$$

Dari perhitungan diatas nilai $L_{kx}/i_x \leq 4{,}71\sqrt{E/f_y}$ maka didapatkan nilai Fcr dengan perumusan sebagai berikut :

$F_{cr} = \left(0{,}685^{\frac{fy}{fe}}\right) \text{x } f_y$

$= \left(0{,}685^{\frac{2500}{4666{,}155}}\right) \text{x } 2500$

$= 1997{,}792 \text{ kg/cm}^2$

P_{max} = 1,25 x Ry x Ag x Fcr

= 1,25 x 1,5 x 82,06 x 1997,792

= 270499,08 kg

Kuat tekan nominal didapatkan dari nilai kuat tekan maksimum seperti pada perhitungan diatas. Maka, Pn = 270499,08 kg.

- Cek kemampuan kuat tekan

$$Ø_b \times P_n \geq P_u$$

0,9 x 270499,08 kg $\geq$ 158596,81 kg

243449,18 kg $\geq$ 158596,81 kg ... **OK**

Nilai kuat tekan nominal dari profil memenuhi kebutuhan (kuat tekan ultimate). Maka, dapat disimpulkan bahwa profil dapat digunakan.

c. Kontrol Kuat Tarik Bresing

P_{max} = 1,25 x Ry x Ag x Fy

= 1,25 x 1,5 x 82,06 x 2500

= 307725 kg

Kuat tekan nominal didapatkan dari nilai kuat tekan maksimum seperti pada perhitungan diatas. Maka, Pn = 307725 kg.

- Cek kemampuan kuat tarik

$$Ø_b \times P_n \geq P_u$$

0,9 x 307725 kg $\geq$ 158596,81 kg

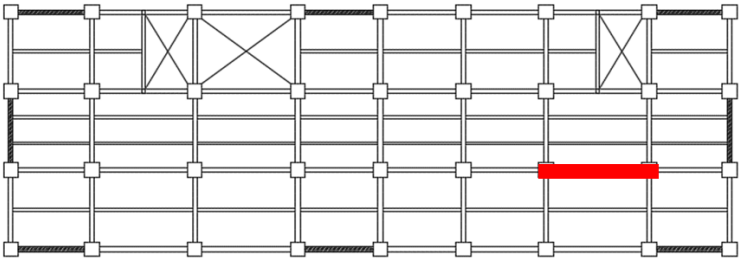
276952,5kg $\geq$ 158596,81 kg ... **OK**

Nilai tarik nominal dari profil memenuhi kebutuhan (kuat tarik ultimate). Maka, dapat disimpulkan bahwa profil dapat digunakan.

4.3.5 Perencaan Balok Induk

4.3.5.1 Balok Induk Memanjang

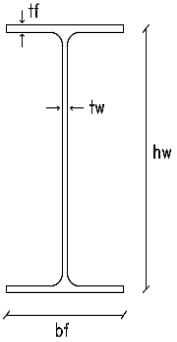
Perencanaan balok induk memanjang diilustrasikan pada denah perencanaan struktural Gambar 4.31. Balok yang ditinjau adalah balok exterior dan interior.



Gambar 4.37 Denah Perencanan Balok Induk Memanjang

Link direncanakan dengan menggunakan profil WF profil WF 600.300.12.17 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

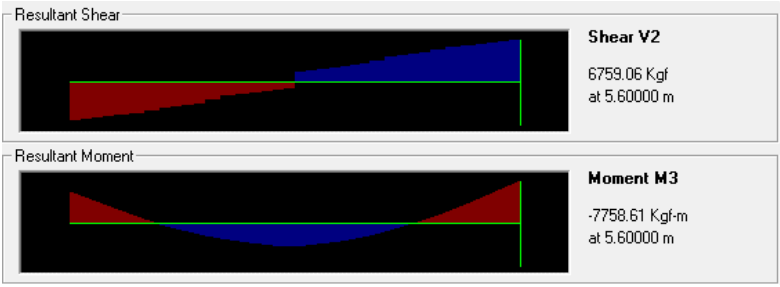
W	=	137	kg/m	ix	=	24,3	cm
A	=	174,5	cm^2	iy	=	6,63	cm
d	=	582	mm	Sx	=	3530	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	511	cm^3
tw	=	12	mm	Zx	=	3782	cm^3
tf	=	17	mm	Zy	=	785	cm^3
r	=	28	mm	Lp	=	330,044	cm
Ix	=	103000	cm^4	Lr	=	946,320	cm
Iy	=	7670	cm^4	h	=	524	mm



A. <u>Sebelum Komposit</u>

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, pelat bondek dan pelat beton. Berdasarkan analisa SAP didapatkan gaya dalam maksimum sebagai berikut :

V_U = 6759,06 kg
M_U = 7758,61 kg.m



Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang

a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

A. Kontrol terhadap tekuk local

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300\ mm}{2(17\ mm)} = 8{,}824$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{524\ mm}{12\ mm} = 43{,}667$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 161{,}220$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)
  Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$
  Mp = fy x Zx
  = 2500 kg/cm^2 x 3782 cm^3
  = 9455000 kg.cm
  Maka didapatkan besar nilai Mn = 94550 kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $\emptyset_b \times M_n \geq M_u$
  0,9 x 94550 kg.m ≥ 14034,33 kg.m
  85095 kg.m ≥ 14034,33 kg.m ... **OK**

  Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- **Kontrol terhadap tekuk lateral**
  Lb = 560 cm
  Lp = 330,044 cm
  Lr = 946,320 cm

  Dari nilai diatas didapatkan nilai Lr > Lb > Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Menengah.**

- Perhitungan momen nominal
  Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

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

  Nilai Cb dapat dihitung sebagai berikut :

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

  Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb
  M_{max} = 7758,61 kg.m

M_B = 4213,05 kg.m
M_A = 991,39 kg.m
M_C = 768,97 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 7758{,}61}{2{,}5 \times 7758{,}61 + 3 \times 991{,}39 + 4 \times 4213{,}05 + 3 \times 768{,}97}$$

$C_b = 2{,}335$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 3782 cm^3
= 9455000 kg.cm

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

$$M_n = 2{,}335 \times \left[9455000 - (9455000 - 0{,}7 \times 2500 \times 3530) \times \frac{560 - 330{,}044}{946{,}320 - 330{,}044} \right] \leq M_p$$

$M_n = 14379282{,}74\ kg.cm$

Nilai $C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx \right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] > M_p$

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp.
Mn = 94550 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 94550 kg.m ≥ 7758,61 kg.m
85095 kg.m ≥ 7758,61 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{524}{12} = 43{,}667$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E/f_y}$$

43,667 ≤ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

  V_n = 0,6 f_y A_w C_v
  = 0,6 × 250 × 6984 x 1
  = 1047600 N
  = 106788,99 Kg

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \times V_n \geq V_u$
  0,9 x 106788,99 kg ≥ 6759,06 kg
  96110,09 kg ≥ 6759,06 kg ... **OK**

  Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

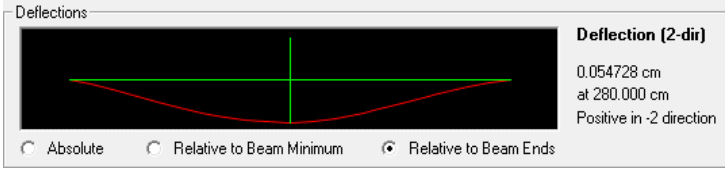
c. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

  L = 560 cm

  $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{560}{360} = 1{,}56$ cm

  f^0 = 0,055 cm (SAP 2000)



Gambar 4.39 Lendutan Balok Induk Memanjang

- Cek kemampuan lendutan

  $f^0 < f_{ijin}$

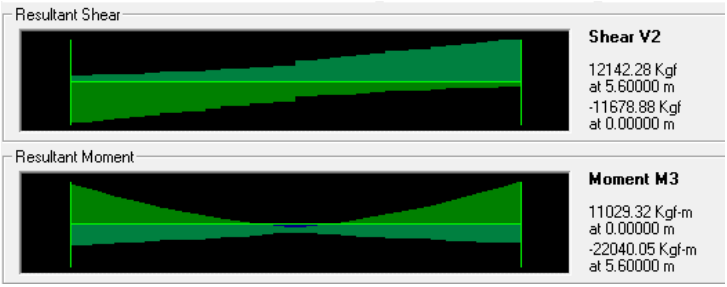
  0,055 cm < 1,56 cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

B. <u>Sesudah Komposit</u>

Pada saat kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan gaya dlam maksimum yang terjadi pada balok sebagai berikut :

V_u max = 12142,28 kg
M_u max = 11029,32 kgm
M_u min = 22040,05 kgm



Gambar 4.40 Gaya Dalam Setelah Komposi

- **Zona Momen positif**

a. Kontrol penampang profil terhadap momen

Berikut adalah data yang dibutuhkan untuk melakukan kontrol momen pada balok komposit :

T pelat = 9 cm
Wr = 16,8 cm
Hr = 5,3 cm
Hc = 3,7 cm

- Menghitung Momen Nominal

<u>Lebar efektif</u> (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{4} L_{Balok}$$

$$= \frac{1}{4} \text{ x } 560$$

$= 140$ cm

$B_{eff} \leq 1\ S$

$= 1 \times 220$

$= 220$ cm

Dari perhitungan diatas, maka digunakan nilai terkecil diantara kedua persyaratan tersebut yaitu $B_{eff} = 140$ cm.

Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$= \frac{524}{12}$$

$$= 43{,}667$$

$$\lambda_p = 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 3{,}76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$= 106{,}349$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$ sehingga momen nominal (M_n) ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Kontrol momen

$C_1 = 0{,}85 \times f'c \times h_c \times B_{eff}$

$= 0{,}85 \times 350 \times 3{,}7 \times 140$

$= 154105$ kg

$C_2 = A_s \times F_y$

$= 174{,}5 \times 2500$

$= 436250$ kg

Karena nilai C2 > C1, letak garis netral berada pada baja.

Besar gaya tekan yang berada pada sisi baja agar didapatkan keseimbangan gaya.

$(C2 – C1)/2$ = (436250 - 154105)/2
= 141072,5 kg

Dari besar gaya tersebut, maka didapatkan garis netral dengan perhitungan sebagai berikut :

$(C2 – C1)/2$ = $P_{sayap\ atas} + P_{badan}$

$P_{sayap\ atas}$ = f_y x t_f x b_f
= 2500 x 1,7 x 30
= 127500 kg

P_{badan} = $(C2 – C1)/2 - P_{sayap\ atas}$
= 141072,5– 127500
= 13572,5 kg

Dari perhitungan diatas, maka dapat disimpulkan bahwa garis netral pada balok komposit berada pada sayap bawah profil baja dengan jarak sebagai berikut :

P_{badan} = f_y x a x t_w
13572,5 = 2500 x a x 1,2
a = 4,524 cm
= 45,24 mm

Dari jarak garis netral yang telah didapatkan, perhitungan momen ditetapkan dengan jarak – jarak sebagai berikut :

d_1 = ½ hc + hr + tf + a
= ½ 3,7 + 5,3 + 1,7 + 4,524
= 13,37 cm

d_2 = (tf + a)/2
= (1,7 + 4,524)/2
= 3,11 cm

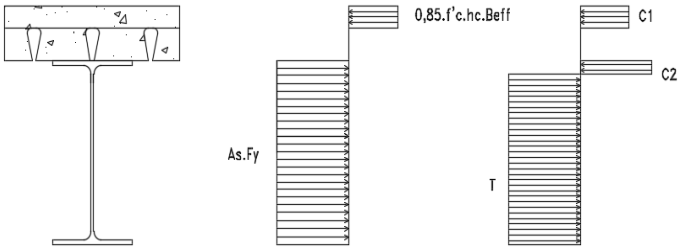
d_3 = (d - tf – a)/2
= (582 - 1,7 – 19,89)/2
= 25,99 cm

Dengan jarak diatas dan besar gaya tekan dan tarik dengan besar :

C_1 = 154105 kg

C_2 = 141072,5 kg
T = 436250 - 141072,5
= 295177,5 kg

Berikut adalah distribusi tegangan pada daerah momen positif yang bekerja pada profil balok induk memanjang setelah terjadi komposit pada **Gambar 4.41.**



Gambar 4.41 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang

Perhitungan momen dilakukan dengan titik pusat berada pada garis netral. Maka, didapatkan nilai momen sebagai berikut :

Mn = $C_1.d_1 + C_2.d_2 + T.d_3$
= (154105 x 13,37) + (141072,5 x 3,11) + (295177,5x 25,99)
= 10171103,6 kg.cm
= 101711,03 kg.m

Cek kemampuan momen

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 101711,03 kg.m ≥ 11029,32 kg.m
91539,93 kg.m ≥ 11029,32 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, profil dapat digunakan.

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{524}{12} = 43{,}667$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

43,667 ≤ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

V_n = 0,6 f_y A_w C_v
= 0,6 × 250 × 6984 x 1
= 1047600 N
= 106788,99 Kg

- Cek kemampuan penampang

$$Ø_b \times V_n \geq V_u$$

0,9 x 106788,99 kg ≥ 12142,28 kg
96110,09 kg ≥ 12142,28 kg ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

c. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

L = 560 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{560}{360} = 1{,}56$ cm

f^0 = 0,15 cm (SAP 2000)

Gambar 4.42 Lendutan Setelah Komposit

- Cek kemampuan lendutan

$$f^0 < f_{ijin}$$

0,0577 cm < 1,56cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

- **Zona Momen Negatif**

Data tulangan negative pada pelat :

- Diameter = 10 mm
- Luas tulangan (A_r) = 0,786 cm^2
- Jarak tulangan = 30 cm
- Jumlah tulangan = 4,667 ≈ 5 buah
- Selimut beton (c) = 2 cm

Menghitung Momen Nominal

$T = n \times A_r \times F_y$
$= 5 \times 0{,}786 \times 4800$
$= 18867{,}14$ kg

$P_y = A_s \times F_y$
$= 174{,}5 \times 2500$
$= 436250$ kg

Gaya tekan pada baja lebih besar dari gaya tarik akibat tulangan negative. Maka gaya tekan dan tarik akan diseimbangkan dengan besar sebagai berikut :

$(P_y - T)/2 = (436250 - 18867{,}14)/2$
$= 208696{,}43$ kg

Dari besar gaya tersebut, maka didapatkan garis netral dengan perhitungan sebagai berikut :

$(P_y - T)/2 = P_{sayap\ atas} + P_{badan}$

$P_{sayap\ atas} = f_y \times t_f \times b_f$
$= 2500 \times 1{,}7 \times 30$
$= 127500$ kg

$P_{badan} = (P_y - T)/2 - P_{sayap\ atas}$
$= 227553{,}57 - 127500$
$= 81196{,}43$ kg

Dari perhitungan diatas, maka dapat disimpulkan bahwa garis netral pada balok komposit berada pada sayap bawah profil baja dengan jarak sebagai berikut :

P_{badan} = f_y x a x t_w
81196,43 = 2500 x a x 1,2
a = 27,065 cm
= 270,65 mm

Dari jarak garis netral yang telah didapatkan , maka untuk perhitungan momen maka ditetapkan jarak – jarak sebagai berikut :

d_1 = hc + hr – s + tf + a
= 3,7 + 5,3 – 2 + 1,7 + 27,065
= 37,47 cm

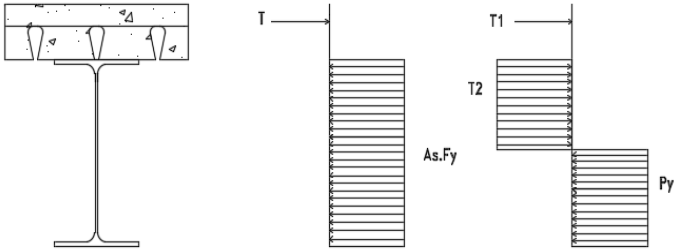
d_2 = a/2
= 27,065 /2
= 13,53 cm

d_3 = (d - tf – a)/2
= (582 - 1,7 – 27,065)/2
= 14,72 cm

Dengan jarak diatas dan besar gaya tekan dan tarik dengan besar :

T_1 = 18867,14 kg
T_2 = 208696,43 kg
P_y = 436250 - 208696,43
= 227553,57 kg

Berikut adalah distribusi tegangan pada daerah momen negatif yang bekerja pada profil balok induk memanjang setelah terjadi komposit pada **Gambar 4.43**.



Gambar 4.43 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

Perhitungan momen dilakukan dengan titik pusat berada pada garis netral. Maka, didapatkan nilai momen sebagai berikut :

$Mn = T_1.d_1 + T_2.d_2 + P_y.d_3$
$= (18867,14 \times 37,47) + (208696,43 \times 13,53) + (227553,57 \times 14,72)$
$= 6879691,45$ kg.cm
$= 68796,91$ kg.m

Cek kemampuan momen

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$0,9 \times 68796,91$ kg.m $\geq 22040,05$ kg.m
$61917,22$ kg.m $\geq 22040,05$ kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, profil dapat digunakan.

- Perencanaan Shear Connector (Stud)

$d = 20$ mm
$A_{sa} = 3,143$ cm^2
$F_u = 4100$ kg/cm^2

Dari data diatas, maka didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut :

$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$
$= 4700 \times \sqrt{35}$
$= 27805,57$ Mpa

$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \left(f'c \times E_c\right)^{0,5}$
$= 0,5 \times 3,143 \times (350 \times 278055,7)^{0,5}$
$= 15502,25$ kg

$R_g.R_p.A_{sa}.F_u = 1 \times 0,75 \times 3,143 \times 4100$
$= 9664,29$ kg

Dari perhitungan diatas, maka digunakan nilai Qn minimum yaitu $Q_n = 9664,29$ kg

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{V'}{2Q_n}$$

$$= \frac{154105}{2 \text{ x } 9664{,}29}$$

$= 7{,}973 = 8$ baris

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

$S_{min} = 6 \text{ x } d_s$

$= 6 \text{ x } 2$

$= 12$ cm

$S_{max} = 8 \text{ x } t_{pelat}$

$= 8 \text{ x } 9$

$= 72$ cm

$$S = \frac{L}{N}$$

$$= \frac{560}{8}$$

$= 70$ cm

S gunakan = 60 cm

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{V'}{2Q_n}$$

$$= \frac{7542{,}86}{2 \text{ x } 9664{,}29}$$

$= 0{,}39 = 1$ baris

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah :

$S_{min} = 6 \text{ x } d_s$

$= 6 \text{ x } 2$

$= 12$ cm

$S_{max} = 8 \text{ x } t_{pelat}$

$= 8 \text{ x } 9$

$= 72$ cm

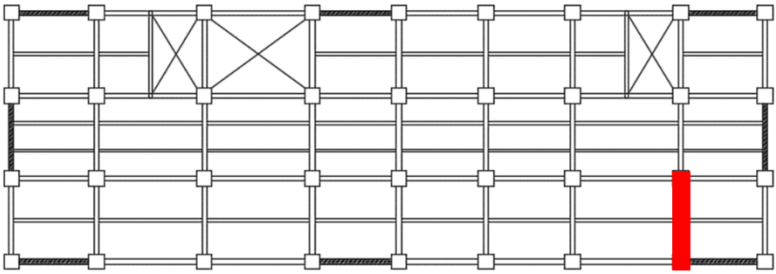
$$S = \frac{L}{N}$$

$$= \frac{450}{1}$$
$$= 450$$

S gunakan = 60 cm

4.3.5.2 Balok Induk Melitang

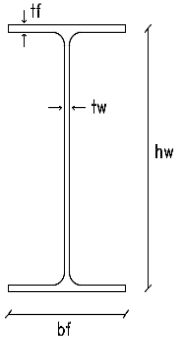
Perencanaan balok induk melintang diilustrasikan pada denah perencanaan struktural Gambar 4.31. Balok yang ditinjau pada perencanaan balok melintang berada pada batang 1722.



Gambar 4.44 Denah Balok Induk Melintang

Link direncanakan dengan menggunakan profil WF profil WF 500.300.11.18 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

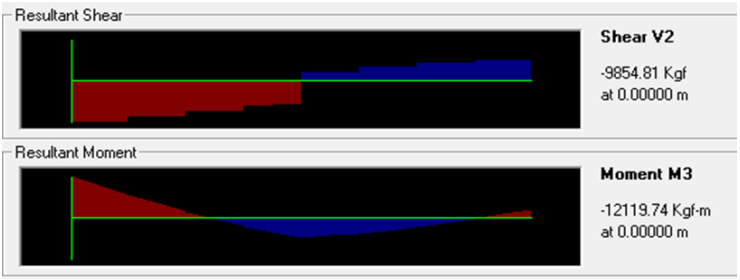
W	=	128	kg/m	ix	=	20,8	cm
A	=	163,5	cm^2	iy	=	7,04	cm
d	=	488	mm	Sx	=	2910	cm^3
bf	=	300	mm	Sy	=	541	cm^3
tw	=	11	mm	Zx	=	3100	cm^3
tf	=	18	mm	Zy	=	824	cm^3
r	=	26	mm	Lp	=	350,453	cm
Ix	=	71000	cm^4	Lr	=	1050,713	cm
Iy	=	8110	cm^4	h	=	430	mm



A. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, pelat bondek dan pelat beton. Berdasarkan analisa SAP didapatkan gaya dalam maksimum sebagai berikut :

V_U = 9854,81 kg
M_U = 12119,74 kg.m



Gambar 4.45 Gaya Dalam Balok Induk Melintang

a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- **Kontrol terhadap tekuk lokal**

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300\ mm}{2(18\ mm)} = 8{,}333$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 10{,}748$$

$$\lambda_r = 1{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 28{,}284$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{430\ mm}{11\ mm} = 39{,}091$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 106{,}349$$

$\lambda_r=5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}=5{,}70\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}}=161{,}220$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat badan profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

- Perhitungan momen nominal (M_n)
  Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$
  Mp = fy x Zx
  = 2500 kg/cm^2 x 3100 cm^3
  = 7750000 kg.cm
  Maka didapatkan besar nilai Mn = 77500 kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b \times M_n \geq M_u$
  0,9 x 77500 kg.m ≥ 12119,74 kg.m
  69750 kg.m ≥ 12119,74 kg.m ... **OK**
  Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lokal profil dapat digunakan.

- **Kontrol terhadap tekuk lateral**
  Lb = 440 cm
  Lp = 350,453 cm
  Lr = 1050,713 cm
  Dari nilai diatas didapatkan nilai Lr > Lb > Lp , maka dapat disimpulkan profil termasuk pada **Bentang Menengah.**

- Perhitungan momen nominal
  Dikarenakan termasuk pada bentang panjang, maka nilai momen nominal memiliki perumusan sebagai berikut :

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

  Nilai Cb dapat dihitung sebagai berikut :

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

Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai Cb

M_{max} = 12119,74 kg.m
M_B = 5768,68 kg.m
M_A = 1855,13 kg.m
M_C = 2814,79 kg.m

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

$$C_b = \frac{12{,}5 \times 12119{,}74}{2{,}5 \times 12119{,}74 + 3 \times 1855{,}13 + 4 \times 5768{,}68 + 3 \times 2814{,}79}$$

$C_b = 2{,}6044$

Mp = fy x Zx
= 2500 kg/cm^2 x 3100 cm^3
= 7750000 kg.cm

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

$$M_n = 2{,}6044 \times \left[7750000 - (7750000 - 0{,}7 \times 2500 \times 2910) \times \frac{440 - 350{,}453}{1050{,}713 - 350{,}453} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 17772833{,}82\ kg.cm$$

Nilai $C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx \right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] > M_p$

Maka momen nominal Mn menggunakan besar nilai Mp.
Mn = 77500 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 77500 kg.m ≥ 12119,74 kg.m
69750 kg.m ≥ 12119,74 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{430}{11} = 39{,}091$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

$43{,}667 \leq 69{,}570$, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

  $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$
  $= 0{,}6 \times 250 \times 5368 \times 1$
  $= 805200$ N
  $= 82079{,}51$ Kg

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \times V_n \geq V_u$

  $0{,}9 \times 82079{,}51 \text{ kg} \geq 9854{,}81 \text{ kg}$

  $73871{,}56 \text{ kg} \geq 9854{,}81 \text{ kg}$ ... **OK**

  Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

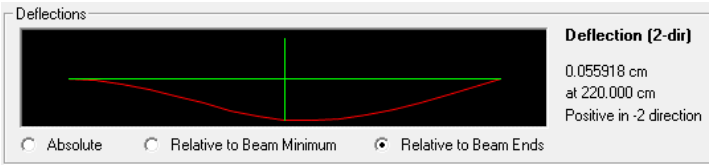
c. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

  $L = 440$ cm

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

  $f^0 = 0{,}0559$ cm (SAP 2000)



Gambar 4.46 Lendutan Balok Induk Melintang

- Cek kemampuan lendutan

  $f^0 < f_{ijin}$

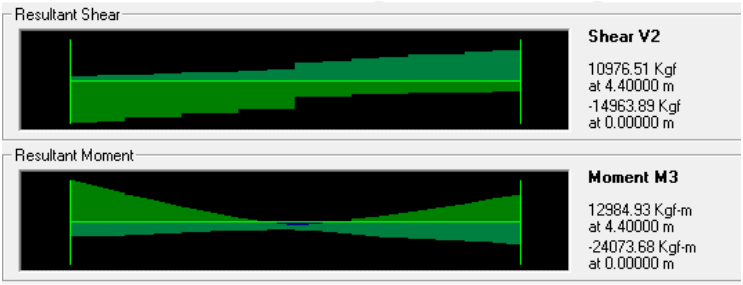
  $0{,}0559 \text{ cm} < 1{,}22 \text{ cm}$ ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

B. Sesudah Komposit

Pada saat kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisis dengan program bantu SAP 2000 didapatkan gaya dlam maksimum yang terjadi pada balok sebagai berikut :

V_u max = 14963,89 kg
M_u max = 12984,93 kgm
M_u min = 24073,68 kgm



Gambar 4.47 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Komposit

- **Zona Momen positif**

a. Kontrol penampang profil terhadap momen

Berikut adalah data yang dibutuhkan untuk melakukan kontrol momen pada balok komposit :

T pelat = 9 cm
Wr = 16,8 cm
Hr = 5,3 cm
Hc = 3,7 cm

- Menghitung Momen Nominal

Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{4} L_{Balok}$$

$$= \frac{1}{4} \text{ x } 440$$

$= 110$ cm

$B_{eff} \leq 1\ S$

$= 1 \times 220$

$= 220$ cm

Dari perhitungan diatas, maka digunakan nilai terkecil diantara kedua persyaratan tersebut yaitu $B_{eff} = 110$ cm.

Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$= \frac{430}{11}$$

$$= 39{,}09$$

$$\lambda_p = 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 3{,}76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$= 106{,}349$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$ sehingga momen nominal (M_n) ditentukan dari distribusi tegangan plastis penampang komposit pada keadaan batas leleh.

- Kontrol momen

$C_1 = 0{,}85 \times f'c \times h_c \times B_{eff}$

$= 0{,}85 \times 350 \times 3{,}7 \times 110$

$= 121082{,}5$ kg

$C_2 = A_s \times F_y$

$= 163{,}5 \times 2500$

$= 408750$ kg

Karena nilai C2 > C1 , maka letak garis netral berada pada sisi baja.

Besar gaya tekan yang berada pada sisi baja agar didapatkan keseimbangan gaya.

$(C2 – C1)/2$ = (408750 - 121082,5)/2
= 143833,75 kg

Dari besar gaya tersebut, maka didapatkan garis netral dengan perhitungan sebagai berikut :

$(C2 – C1)/2$ = $P_{sayap\ atas} + P_{badan}$

$P_{sayap\ atas}$ = f_y x t_f x b_f
= 2500 x 1,8 x 30
= 135000 kg

P_{badan} = $(C2 – C1)/2 - P_{sayap\ atas}$
= 143833,75 – 135000
= 8833,75 kg

Dari perhitungan diatas, maka dapat disimpulkan bahwa garis netral pada balok komposit berada pada badan profil baja dengan jarak sebagai berikut :

P_{badan} = f_y x a x t_w
8833,75 = 2500 x a x 1,1
a = 3,21 cm
= 32,12 mm

Dari jarak garis netral yang telah didapatkan , maka untuk perhitungan momen maka ditetapkan jarak – jarak sebagai berikut :

d_1 = ½ hc + hr + tf + a
= ½ 3,7 + 5,3 + 1,8 + 3,21
= 12,16 cm

d_2 = (tf + a)/2
= (1,8 + 3,21)/2
= 2,51 cm

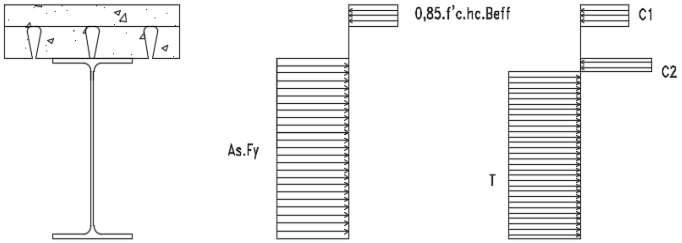
d_3 = (d - tf – a)/2
= (488 - 1,8 – 3,21)/2
= 21,89 cm

Dengan jarak diatas dan besar gaya tekan dan tarik dengan besar :

C_1 = 121082,5 kg
C_2 = 143833,75 kg

T = 408750 - 143833,75
= 264916,25 kg

Berikut adalah distribusi tegangan pada daerah momen positif yang bekerja pada profil balok induk melintang setelah terjadi komposit pada **Gambar 4.48.**



Gambar 4.48 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang

Perhitungan momen dilakukan dengan titik pusat berada pada garis netral. Maka, didapatkan nilai momen :

Mn = $C_1.d_1 + C_2.d_2 + T.d_3$
= (121082,5 x 12,16) + (143833,75 x 2,51) + (264916,25 x 21,89)
= 7633145,63 kg.cm
= 76331,45 kg.m

Cek kemampuan momen

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 76331,45 kg.m ≥ 12984,93 kg.m
76331,45 kg.m ≥ 12984,93 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, profil dapat digunakan.

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{430}{11} = 39{,}091$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1\sqrt{k_v E / f_y}$$

39,091 ≤ 69,570, maka didapatkan nilai Cv = 1

- Perhitungan gaya geser nominal

  V_n = 0,6 f_y A_w C_v
  = 0,6 × 250 × 5368 x 1
  = 805200 N
  = 82079,51 Kg

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b \times V_n \geq V_u$

  0,9 x 82079,51 kg ≥ 14963,89 kg
  73871,56 kg ≥ 14963,89 kg ... **OK**

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

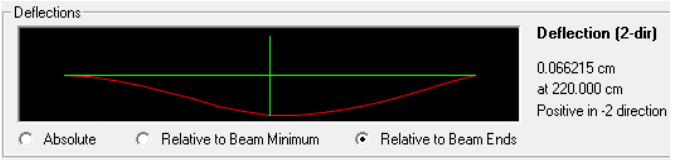
c. Kontrol lendutan

- Perhitungan lendutan izin dan nominal

  L = 440 cm

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

  f^0 = 0,0662 cm (SAP 2000)



Gambar 4.49 Lendutan Setelah Komposit

- Cek kemampuan lendutan

  $f^0 < f_{ijin}$

  00,0662 cm < 1,56cm ... **OK**

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual). Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan.

- **Zona Momen Negatif**

  Data tulangan negative pada pelat :

  - Diameter = 10 mm

- Luas tulangan (A_r) = 0,786 cm^2
- Jarak tulangan = 30 cm
- Jumlah tulangan = 3,667 ≈ 4 buah
- Selimut beton (c) = 20 cm

Menghitung Momen Nominal

$T = n \times A_r \times F_y$
$= 4 \times 0{,}786 \times 4800$
$= 15085{,}71$ kg

$P_y = A_s \times F_y$
$= 163{,}5 \times 2500$
$= 408750$ kg

Gaya tekan pada baja lebih besar dari gaya tarik akibat tulangan negative. Maka gaya tekan dan tarik akan diseimbangkan dengan besar sebagai berikut :

$(P_y - T)/2$ = (408750 - 15085,71)/2
= 196832,14 kg

Dari besar gaya tersebut, maka didapatkan garis netral dengan perhitungan sebagai berikut :

$(P_y - T)/2 = P_{sayap\ atas} + P_{badan}$

$P_{sayap\ atas} = f_y \times t_f \times b_f$
$= 2500 \times 1{,}8 \times 30$
$= 135000$ kg

$P_{badan} = (P_y - T)/2 - P_{sayap\ atas}$
$= 196832{,}14 - 135000$
$= 61832{,}14$ kg

Dari perhitungan diatas, maka dapat disimpulkan bahwa garis netral pada balok komposit berada pada sayap bawah profil baja dengan jarak sebagai berikut :

$P_{badan} = f_y \times a \times t_w$
$61832{,}14 = 2500 \times a \times 1{,}1$
$a = 22{,}48$ cm
$= 224{,}84$ mm

Dari jarak garis netral yang telah didapatkan , maka untuk perhitungan momen maka ditetapkan jarak – jarak sebagai berikut :

d_1 = hc + hr – s + tf + a
= 3,7 + 5,3 – 2 + 1,8 + 22,48
= 33,04 cm

d_2 = a/2
= 22,48/2
= 11,24 cm

d_3 = (d - tf – a)/2
= (488 - 1,8 – 22,48)/2
= 12,26 cm

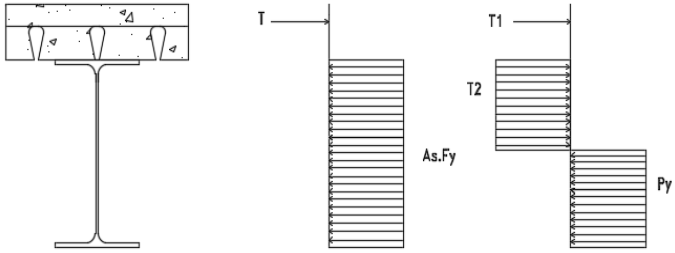
Dengan jarak diatas dan besar gaya tekan dan tarik dengan besar :

T_1 = 15085,71 kg

T_2 = 196832,14 kg

P_y = 408750 - 196832,14
= 211917,86 kg

Berikut adalah distribusi tegangan pada daerah momen negatif yang bekerja pada profil balok induk melintang setelah terjadi komposit pada **Gambar 4.50.**



Gambar 4.50 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang

Perhitungan momen dilakukan dengan titik pusat berada pada garis netral. Maka, didapatkan nilai momen sebagai berikut :

Mn = $T_1.d_1 + T_2.d_2 + P_y.d_3$
= (15085,71 x 33,04) + (196832,14 x 11,24) + (211917,86 x 12,26)
= 5309574,95 kg.cm
= 53095,74 kg.m

Cek kemampuan momen

$$Ø_b \times M_n \geq M_u$$

0,9 x 53095,74 kg.m ≥ 24073,68 kg.m
47786,17 kg.m ≥ 24073,68 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, profil dapat digunakan.

- Perencanaan Shear Connector (Stud)

d = 20 mm
A_{sa} = 3,143 cm^2
F_u = 4100 kg/cm^2

Dari data diatas, maka didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut :

$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$
$= 4700 \times \sqrt{35}$
= 27805,57 Mpa

$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \left(f'c \times E_c\right)^{0,5}$
$= 0,5 \times 3,143 \times (350 \times 278055,7)^{0,5}$
= 15502,25 kg

$R_g.R_p.A_{sa}.F_u$ = 1 x 0,75 x 3,143 x 4100
= 9664,29 kg

Dari perhitungan diatas, maka digunakan nilai Qn minimum yaitu Q_n = 9664,29 kg

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{V'}{2Q_n}$$

$$= \frac{121082,5}{2 \times 9664,29}$$

$= 6,26 = 7$ baris

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

$S_{min} = 6 \times d_s$
$= 6 \times 2$
$= 12$ cm

$S_{max} = 8 \times t_{pelat}$
$= 8 \times 9$
$= 72$ cm

$$S = \frac{L}{N}$$
$$= \frac{440}{7}$$
$= 62,85$ cm

S gunakan = 60 cm

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{V'}{2Q_n}$$
$$= \frac{7542,86}{2 \times 9664,29}$$
$= 0,39 = 1$ baris

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah :

$S_{min} = 6 \times d_s$
$= 6 \times 2$
$= 12$ cm

$S_{max} = 8 \times t_{pelat}$
$= 8 \times 9$
$= 72$ cm

$$S = \frac{L}{N}$$

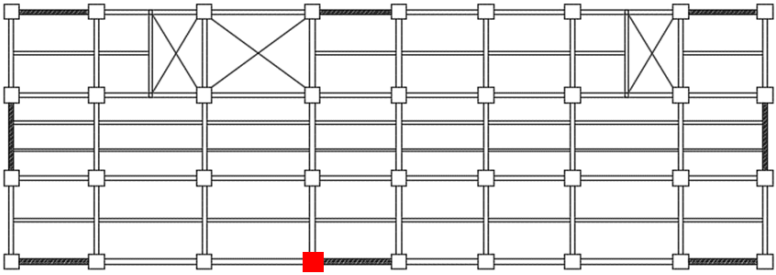
$$= \frac{440}{1}$$
$$= 440$$

S gunakan = 60 cm

4.3.6 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan kolom ditunjukkan pada contoh perhitungan kolom pada lantai 1. Kolom direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT dengan menggunakan profil square hollow section 1000 x 1000 x 30.

Profil merupakan *build up section*, oleh karena itu data perencanaan didapatkan dari program bantu SAP 2000. Kolom yang ditinjau berapa pada frame 4732. Berikut adalah denah kolom Gambar 4.51:

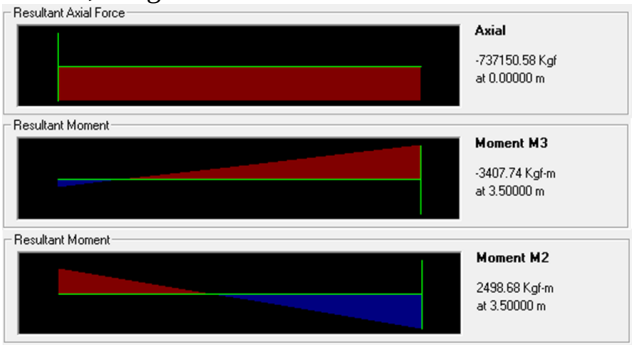


Gambar 4.51 Denah Perencanan Kolom

h	=	1000	mm	ix	=	33,58	cm
b	=	1000	mm	iy	=	33,58	cm
t	=	30	mm	Zx	=	75577,36	cm^3
W	=	3034,38	Kg/m	Zy	=	75577,36	cm^3
As	=	1164	cm^2	Sx	=	5586,94	cm^3
Ac	=	8836	cm^2	Sy	=	5586,94	cm^3
Ix	=	2794347	cm^4	f'c	=	40	MPa
Iy	=	2794347	cm^4				

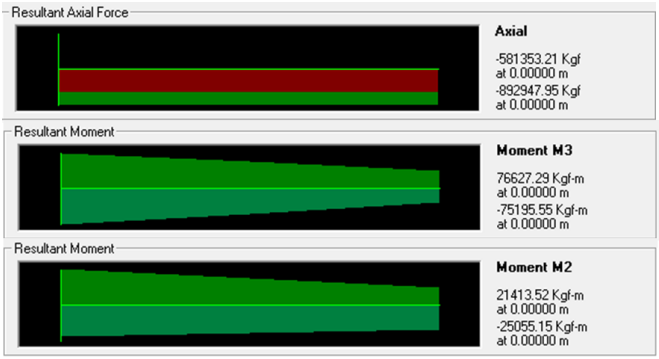
Dari hasil analisis dengan program bantu SAP 2000, didapatkan nilai kolom maksimum berada pada denah kolom perencanaan Gambar 4.51 . dari kolom terebut didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

- Gaya akibat beban gravitasi
  P_u = 737150,58 kg
  M_{ux} = 3407,74 kg.m
  M_{uy} = 2498,68 kg.m



Gambar 4.52 Gaya Dalam Kolom Beban Gravitasi

- Gaya akibat beban gempa dan gravitasi (1,2D + 1L + 1Ex)
  P_u = 892947,95 kg
  M_{ux} = 76627,29 kg.m
  M_{uy} = 25055,15 kg.m



Gambar 4.53 Gaya Dalam Kolom Beban Gempa

- Gaya akibat gempa
  P_u = 155797,37 kg
  M_{ux} = 75911,42 kg.m
  M_{uy} = 23234,34 kg.m

a. Kontrol kolom terhadap tekan (SNI 1729:2015 Pasal I2.2)

- Batas luas penampang baja

$$\frac{As}{As + Ac} \text{ x } 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{1164}{1164 + 8836} \text{ x } 100\% \geq 1\%$$

$$11{,}64 \geq 1\%$$

Dari perhitungan diatas, maka kontrol terhadap perbandingan luasan penampang baja dan beton pada kolom CFT dapat digunakan.

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{1000 \text{ mm}}{2(30 \text{ mm})} = 16{,}67$$

$$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63{,}922$$

$$\lambda_r = 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}00\sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 84{,}853$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $P_{no} = P_p$

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

$$= 2500 \times 1164 + 0{,}85 \times 400\ (8836 + 0)$$

$$= 5914240 \text{ kg}$$

Maka didapatkan besar nilai P_{no} = 5914240 kg

- Cek kemampuan tekan kolom

$$P_n \geq P_u$$

$$0{,}9 \text{ x } 5914240 \text{ kg} \geq 892947{,}95 \text{ kg}$$

$$5322816 \text{ kg.} \geq 892947{,}95 \text{ kg ... } \textbf{OK}$$

Nilai kuat tekan nominal dari profil memenuhi kebutuhan (kuat tekan ultimate). Maka, berdasarkan terhadap kuat tekan, profil dapat digunakan.

b. Kontrol kolom terhadap lentur

Batasan rasio lebar

- Kontrol terhadap tekuk lokal dan momen nominal kolom

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{1000\ mm}{2(30\ mm)} = 16{,}67$$

$$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 63{,}922$$

$$\lambda_r = 3{,}00\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}00\sqrt{\frac{200000\ MPa}{250\ MPa}} = 84{,}853$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai $\lambda < \lambda_p$, maka dapat disimpulkan akibat pelat sayap profil termasuk sebagai **Penampang Kompak.**

Profil memiliki penampang kompak, maka nilai $M_n = M_p$

$M_p = Z_x \times f_y$

$= 75577{,}36 \times 2500$

$= 188943400$ kgcm

Maka didapatkan besar nilai M_n = 1889434 kg.m

Cek kemampuan momen kolom

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

0,9 x 1889434 kg.m $\geq$ 76627,29 kg.m

1700490,6 kg.m $\geq$ 76627,29 kg.m ... **OK**

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol terhadap momen, profil dapat digunakan.

c. Kontrol kolom terhadap geser

Kekuatan geser desain dan kekuatan yang diizinkan pada struktur komposit terisi beton sesuai SNI 1729:2015 pasal I.4 sebagai berikut :

- Kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja

  V_s = 0,6 x F_y x A_w x C_v
  = 0,6 x 2500 x 1164 x 1
  = 1746000 kg

- Kekuatan geser yang tersedia pada beton

$$V_c = 0{,}17 \left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'c}\, b_w d$$

$$= 0{,}17 \left(1+\frac{538327{,}43}{14x\ 8836}\right) 1\ \sqrt{400}\ \text{x}\ 994\ \text{x}\ 994$$

$$= 4943269{,}9\ \text{kg}$$

Dari nilai gaya geser dari baja Vs dan dari beton Vc maka didapatkan gaya geser nominal total sebagai berikut :

V_n = V_s + V_c
= 1746000 + 4943269,9
= 6689269,91 kg

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya geser perlu yang terjadi pada kolom sebesar Vu = 13180,36 kg

Cek kemampuan geser pada kolom

$$\text{Ø}V_n \geq V_u$$

0,9 x 6689269,91 kg ≥ 13180,36 kg

6020342,91 kg ≥ 13180,36 kg ... **OK**

Nilai geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol terhadap geser, profil dapat digunakan.

d. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari hasil analisis dengan menggunakan program bantu SAP 2000 diperoleh gaya dalam momen yang digunakan dalam analisis kekuatan lentur dan aksial orde kedua sebagai berikut :

M1 = 715,87 kg.m
M2 = 3407,74 kg.m

Mlt = 3407,74 kg.m

Mnt = 76627,29 kg.m

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M1}{M2}$$

$$= 0,6 - 0,4 \frac{715,87}{3407,74}$$

$$= 0,516$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \text{ x } 2000000 \text{ x } 2794347}{(1 \text{ x } 350)^2}$$

$$= 450271012 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - a \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$= \frac{0,516}{1 - 1 \frac{5914240}{450271012}} \geq 1$$

$$= 0,522 < 1$$

Maka digunakan nilai $B_1 = 1$

Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari hasil analisi SAP 2000 diperoleh kuat perlu beban lateral pada kolom sebagai berikut :

P_{story} = 737150,58 kg

$$Pe_{story} = \frac{R_m H L}{\Delta H}$$

$$= 4940623,54 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - a \frac{P_{story}}{Pe_{story}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1 - 1 \frac{737150,58}{4940623,54}} \geq 1$$

$= 1{,}18 \geq 1$

Maka digunakan nilai $B_2 = 1{,}18$

Momen terfaktor terhadap sumbu

$M_{rx} = B_1.M_{lt} + B_2.M_{nt}$

$= 1 \times 3407{,}74 + 1{,}18 \times 76627{,}29$

$= 93827{,}95$ kg.m

2. Arah subu Y

Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari hasil analisis dengan menggunakan program bantu SAP 2000 diperoleh gaya dalam momen yang digunakan dalam analisis kekuatan lentur dan aksial orde kedua sebagai berikut :

M1 = 1820,81 kg.m
M2 = 2498,68 kg.m
Mlt = 2498,68 kg.m
Mnt = 25055,15 kg.m

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4 \frac{M1}{M2}$$

$$= 0{,}6 - 0{,}4 \frac{1820{,}81}{2498{,}68}$$

$= 0{,}31$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 2794347}{(1 \times 350)^2}$$

$= 450271012$ kg

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - a\frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$= \frac{0{,}31}{1 - 1\frac{5914240}{450271012}} \geq 1$$

$= 0{,}513 < 1$

Maka digunakan nilai $B_1 = 1$

Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari hasil analisi SAP 2000 diperoleh kuat perlu beban lateral pada kolom sebagai berikut :

$P_{story} = 737150{,}58$ kg

$$Pe_{story} = \frac{R_m \, H \, L}{\Delta H}$$

$$= 13432485{,}876 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - a \dfrac{P_{story}}{Pe_{story}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1 - 1 \dfrac{737150{,}58}{13432485{,}876}} \geq 1$$

$= 1{,}06$

Maka digunakan nilai $B_2 = 1{,}06$

Momen terfaktor terhadap sumbu

$M_{ry} = B_1.M_{lt} + B_2.M_{nt}$

$= 1 \times 2498{,}68 + 1{,}06 \times 25055{,}15$

$= 29057{,}14$ kg.m

Kuat aksial orde kedua

$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$

$= 737150{,}58 + 1{,}18 \times 155797{,}37$

$= 920991{,}48$ kg

e. Kontrol kolom terhadap kombinasi tekan dan lentur

Dalam melakukan kontrol kolom terhadap kombinasi tekan dan lentur dibutuhkan data – data gaya dalam dengan kombnasi 1,2D + 1L + 1Ey sebagai berikut :

$P_r = 920991{,}48$ kg

$P_c = Ø \times Pn$

$= 5322816$ kg

Maka, nilai P_r/P_c = 0,1 dimana nilai tersebut < 0,2 sehingga untuk kontrol interaksi terhadap kombinasi tekan dan lentur sesuai SNI 1729 : 2015 pasal I5 dimana persamaan interaksi yang mengacu pada pasal H1.1 sehingga persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\frac{P_r}{2P_c}+\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}}+\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)\leq 1{,}0$$

$$\frac{920991{,}48}{2\ x\ 5322816}+\left(\frac{93827{,}95}{1700490{,}6}+\frac{29057{,}14}{1700490{,}6}\right)\leq 1{,}0$$

$0{,}2 \leq 1{,}0$ ... **OK**

Dari kontrol diatas memenuhi persyaratan, sehingga profil kolom dapat digunakan.

4.4 Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan mmengacu peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan).

Sambungan direncanakan dengan menggunakan tipe *simple connection* yang hanya menerima geser serta sambungan *rigid connection* yang menerima geser dan momen. Gaya dan momen yang digunakan dalam perhitungan didapatkan dari kapasitas dari masing – masing elemen yang tersambung.

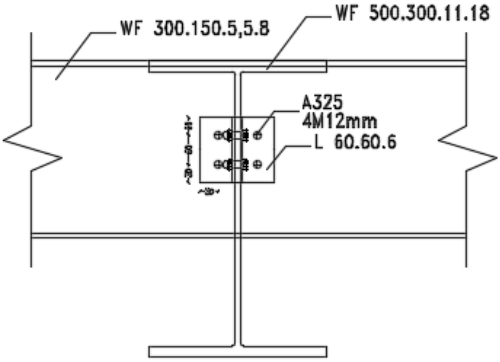
4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan pada balok induk dengan balok anak direncanakan dengan menggunakan tipe sambungan *simple connection.* Desain pada sambungan direncanakan hanya untuk menerima beban geser dari balok anak. Sambungan ini melibatkan balok induk yang berada pada arah melintang.

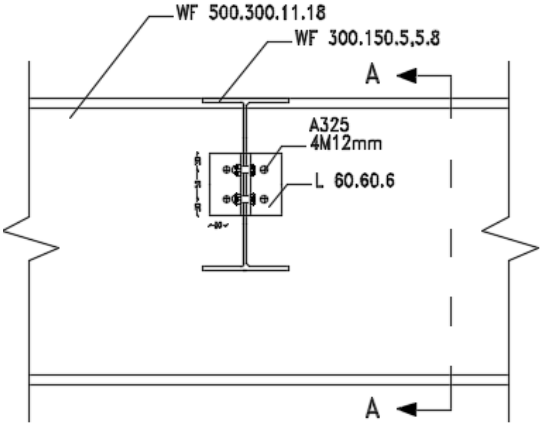
4.4.1.1 Sambungan Pada Atap

Balok induk melintang menggunakan profil WF 500.300.11.18 dan pada balok anak menggunakan profil WF 300.150.5,5.8 pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; As = 1,13 cm^2.

Gaya geser yang bekerja = 3649,03 kg



Gambar 4.54 Detail A Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Atap Apartemen



Gambar 4.55 Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Atap Apartemen

a. Jumlah baut pada badan balok anak

Mutu baut yang digunakan pada perancanaan adalah A325 (Fnv = 4570kg/cm^2) sesuai SNI 1729:2015 Tabel J3.2.

- Kuat tarik dan geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

  $Ø.R_n = Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$

= 0,75 × 4570 × 1,13 × 2
= 8061,43 kg

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

  ℓc = 30 – 0,5× (12+1,5) = 23,25 mm

  Rn = 1,2×ℓc t×Fu ≤ 2,4×d×t×Fu
  = 1,2×2,325 ×0,55× 4100 ≤ 2,4×1,2×0,55× 4100
  = 6291,45 kg ≤ 6494,4 kg (Oke)

  Ø.Rn = 0,75 × 6291,45
  = 4718,59 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØVn
= 3649,03 / 4718,59
= 0,77 ≈ 2 buah

Maka pada sisi balok anak dipasang sambugan baut M12 sebanyak 2 buah.

b. Jumlah baut pada badan balok induk

Mutu baut yang digunakan pada perancanaan adalah A325 (Fnv = 4570kg/cm^2) sesuai SNI 1729:2015 Tabel J3.2.

- Kuat tarik dan geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

  $Ø.R_n$ = Ø × F_{nv} × A_b × m
  = 0,75 × 4570 × 1,13 × 2
  = 8061,43 kg

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

  ℓc = 30 – 0,5× (12+1,5) = 23,25 mm

  Rn = 1,2×ℓc t×Fu ≤ 2,4×d×t×Fu
  = 1,2×2,325 ×0,6× 4100 ≤ 2,4×1,2×0,6× 4100
  = 6863,4 kg ≤ 7084,8 kg (Oke)

  Ø.Rn = 0,75 × 6863,4
  = 5147,55 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØVn

= 3649,03 / 5147,55
= 0,71 ≈ 2 buah

Maka pada sisi balok induk dipasang sambugan baut M12 sebanyak 4 buah.

c. Kontrol jarak tepi baut dan jarak antar baut

- Jarak tepi (S1)

  S1 min = 1,5db
  = 18 mm
  S1 max = 12tp
  = 72 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

- Jarak tepi (S2)

  S2 min = 1,5db
  = 18 mm
  S2 max = 12tp
  = 72 mm
  S2 = 150 mm

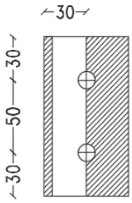
  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S2 = 30 mm

- Jarak antar baut (S)

  S min = 3db
  = 36 mm
  S max = 15tp
  = 90 mm

  Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 50 mm

d. Kontrol kekuatan siku penyambung



Gambar 4.56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Atap Apartemen

Siku penyambung menggunakan profil L 60 x 60 x 6 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm
= 13,5 mm
= 1,35 cm

- Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 21 x 0,6
= 12,6 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (21- 4 x 1,35) x 0,6
= 9,36 cm^2

- Kuat leleh

ØPu = Ø × Ag × fy
= 0,9 × 12,6 × 2500
= 28350 kg

Kuat putus

ØPu = Ø × An × fu
= 0,75 × 9,36 × 4100
= 28782 kg

Pada siku penyambung tedapat dua sisi sehingga :

2ØPu = 2 x 28350
= 56700 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai 2ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada balok anak sehingga :

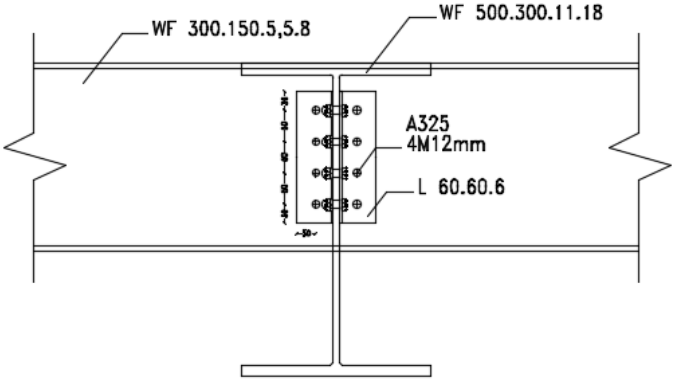
V < 2ØPu

3649,03 kg < 56700 kg….. **Oke**

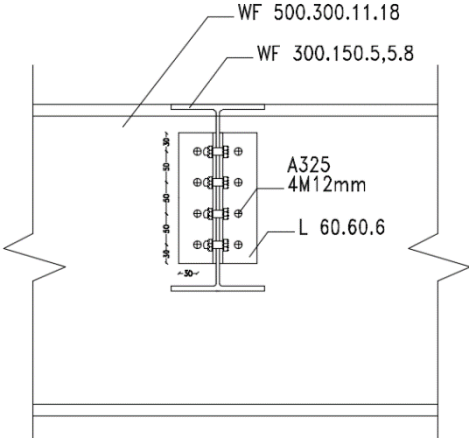
4.4.1.2 Sambungan Pada Lantai

Balok induk melintang menggunakan profil WF 500.300.11.18 dan pada balok anak menggunakan profil WF

300.150.5,5.8 pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6 dengan baut ukuran M12; As = 1,13 cm^2.
Gaya geser yang bekerja = 4654,34 kg.



Gambar 4.57 Detail A Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Lantai Apartemen



Gambar 4.58 Detail B Sambungan Balok Anak dan Balok Induk pada Lantai Apartemen

a. Jumlah baut pada badan balok anak

Mutu baut yang digunakan pada perancanaan adalah A325 (Fnv = 4570kg/cm^2) sesuai SNI 1729:2015 Tabel J3.2.

- Kuat tarik dan geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

  $Ø.R_n$ $= Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
  $= 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$
  $= 8061,43$ kg

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

  ℓc $= 30 - 0,5\times (12+1,5) = 23,25$ mm

  Rn $= 1,2\times \ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
  $= 1,2\times 2,325 \times 0,55\times 4100 \leq 2,4\times 1,2\times 0,55\times 4100$
  $= 6291,45$ kg $\leq 6494,4$ kg (Oke)

  Ø.Rn $= 0,75 \times 6291,45$
  $= 4718,59$ kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n $= Vu / ØVn$
$= 4654,34 / 4718,59$
$= 0,99 \approx 4$ buah

Maka pada sisi balok anak dipasang sambugan baut M12 sebanyak 4 buah.

b. Jumlah baut pada badan balok induk

Mutu baut yang digunakan pada perancanaan adalah A325 (Fnv = 4570kg/cm^2) sesuai SNI 1729:2015 Tabel J3.2.

- Kuat tarik dan geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

  $Ø.R_n$ $= Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
  $= 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$
  $= 8061,43$ kg

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

  ℓc $= 30 - 0,5\times (12+1,5) = 23,25$ mm

  Rn $= 1,2\times \ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
  $= 1,2\times 2,325 \times 0,6\times 4100 \leq 2,4\times 1,2\times 0,6\times 4100$
  $= 6863,4$ kg $\leq 7084,8$ kg (Oke)

  Ø.Rn $= 0,75 \times 6863,4$
  $= 5147,55$ kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØVn
= 4654,34 / 5147,55
= 0,91 ≈ 4 buah

Maka pada sisi balok induk dipasang sambugan baut M12 sebanyak 4 buah.

c. Kontrol jarak tepi baut dan jarak antar baut

- Jarak tepi (S1)

S1 min = 1,5db
= 18 mm
S1 max = 12tp
= 72 mm
S1 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

- Jarak tepi (S2)

S2 min = 1,5db
= 18 mm
S2 max = 12tp
= 72 mm
S2 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S2 = 30 mm

- Jarak antar baut (S)

S min = 3db
= 36 mm
S max = 15tp
= 90 mm

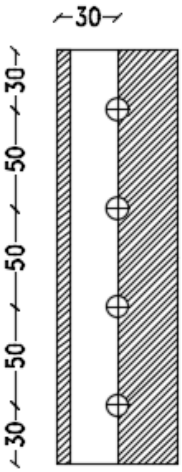
Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 50 mm

d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Siku penyambung menggunakan profil L 60 x 60 x 6 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm
= 13,5 mm
= 1,35 cm



Gambar 4.59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Lantai Apartemen

- Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 21 x 0,6
= 12,6 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (21- 4 x 1,35) x 0,6
= 9,36 cm^2

- Kuat leleh

ØPu = Ø × Ag × fy
= 0,9 × 12,6 × 2500
= 28350 kg

Kuat putus

ØPu = Ø × An × fu
= 0,75 × 9,36 × 4100

= 28782 kg

Pada siku penyambung tedapat dua sisi sehingga :

2ØPu = 2 x 28350

= 56700 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai 2ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada balok anak sehingga :

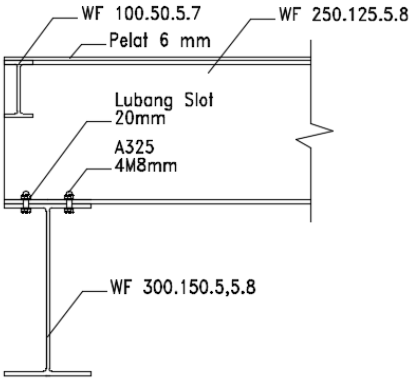
V < 2ØPu

4654,34 kg < 56700 kg….. **Oke**

4.4.2 Sampungan Balok Pada Tangga

Sambungan pada balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection* dan *rigid connection*.

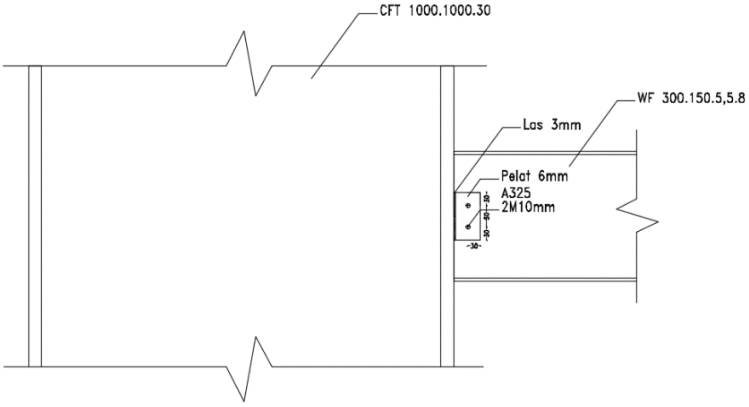
4.4.2.1 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga



Gambar 4.60 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpi tangga direncanakan menggunakan peletakan rol. Profil balok utama tangga menggunakan profil WF dan balok penumpu tangga menggunakan profil WF. Balok utama tangga berada diatas balok penumpu tangga dan dipasang baut berukuran M8 dengan lubang slot sepanjang 2,5 db = 20 mm.

4.4.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom



Gambar 4.61 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Balok utama tangga menggunakan profil WF 250.125.5.8 yang disambungkan dengan kolom yang memiliki dimensi profil CFT 1000.1000.30. Dalam perhitungan ini digunakan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga.

Gaya geser balok utama tangga = 1225,54 kg

a. Sambungan badan balok penumpu tangga dengan pelat

Profil pelat (t) = 60 x 60 x 6
Baut M10 (As) = 0,79 cm^2
Mutu A325 (F_{nv}) = 4750 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n$ $= Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    $= 0,75 \times 4570 \times 0,79 \times 1$
    $= 2799,11$ kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    ℓc $= 30 - 0,5\times(10+1,5) = 24,25$ mm
    Rn $= 1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
    $= 1,2 \times 2,425 \times 0,5 \times 4100 \leq 2,4 \times 1 \times 0,5 \times 4100$
    $= 5965,5$ kg ≤ 4920 kg (not ok)

Ø.Rn = 0,75 × 4920 = 4474,13 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØVn
= 1225,54 / 2799,11
= 0,44 ≈ 2 buah

- **Kontrol jarak baut**

Jarak tepi (S1)

S1 min = 1,5db
= 15 mm
S1 max = 12tp
= 72 mm
S1 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

Jarak tepi (S2)

S2 min = 1,5db
= 15 mm
S2 max = 12tp
= 72 mm
S2 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

Jarak antar baut (S)

S min = 3db
= 30 mm
S max = 15tp
= 90 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 50 mm

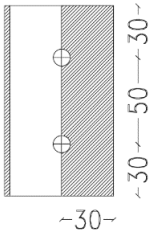
- **Kontrol kekuatan siku penyambung**

Siku penyambung menggunakan profil L 60 x 60 x 6 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 10 mm + 1,5 mm

= 11,5 mm
= 1,15 cm



Gambar 4.62 Detail Pelat Sambungan Balok Penumpu Tangga dan Kolom

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 11 x 0,6
= 6,6 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (11-2x1,35) x 0,6
= 5,33 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×6,6×2500
= 14850 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×5,33×4100
= 16051,5 kg

Pada siku penyambung tedapat 1 sisi sehingga :

ØPu = 14850 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada balok anak sehingga :

$V < ØPu$

1225,54 kg < 14850 kg….. **Oke**

b. Sambungan pelat dengan kolom

Direncanakan las dengan te = 1cm
Panjang pelat (d pelat) = 11 cm
Mutu las yang digunakan = FE70xx

A_{we} = t_e x d_{pelat}
= 1 x 11
= 11 cm^2

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A}$$
$$= \frac{1225,54}{11}$$
$$= 111,41 \text{ kg/cm}^2$$

$ØF_{nw}$ = Ø × 0,6 × f_{EXX}
= 0,75 x 0,6 x 70 x 70,3
= 2214,45 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$
$$= \frac{111,41}{2214,45}$$
$$= 0,050 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707}$$
$$= \frac{0,050}{0,707}$$
$$= 0,071 \text{ cm}$$

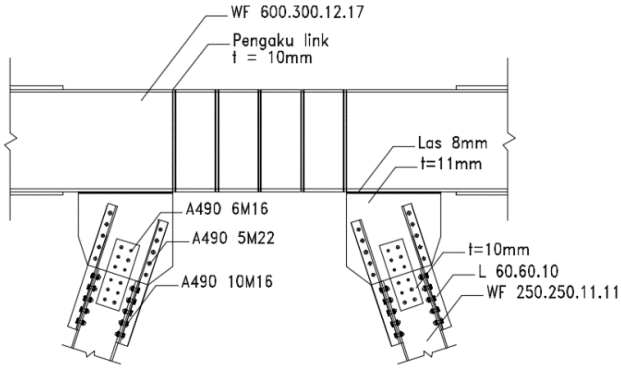
Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material paling tipis sehingga amin = 3 mm Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

4.4.3 Sambungan Bresing

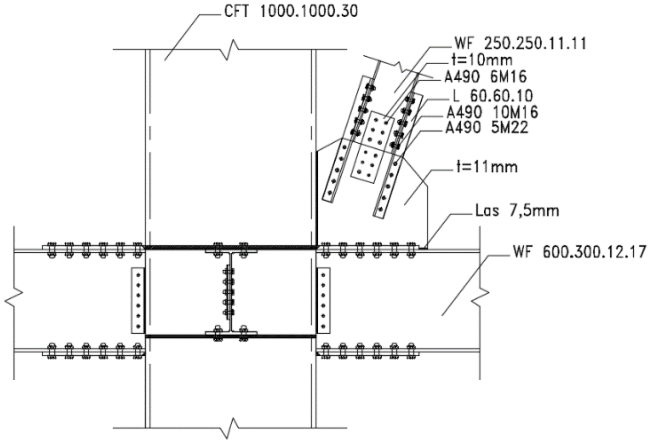
Pada SNI 1729:2015, kuat perlu sambungan batang bresing ke balok ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn.

Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link yang ditinjau adalah WF 600x300x12x17 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 250x250x11x11 dengan tebal pelat buhul (*gusset*) sebesar 60 mm.

Desain sambungan bresing yaitu pinned connection (*simple connectio*n). Ilustrasi dapat dilihat pada gambar 4.65.



Gambar 4.63 Detail Sambungan Bresing dengan Link



Gambar 4.64 Detail Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

Dalam perencanaan pada bresing dibutuhkan gaya yang terjadi pada bresing dengan perhitungan sebagai berikut :

P_u = 188532,11 kg

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A}$$

$$= \frac{188532,11 \text{ x } 25,3 \text{ x } 1,1}{82,06}$$

$$= 63686,45 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$P_{uw} = P_u - 2\ P_{uf}$

$= 188532,11 - 2 \text{ x } 63686,45$

$= 61159,21$ kg

a. Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku

Profil pelat siku (t) = 60 x 60 x 10

Baut M16 (As) = 2,01 cm^2

Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n = Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$

    $= 0,75 \times 5790 \times 2,01 \times 1$

    $= 8734,63$ kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    $\ell c = 50 - 0,5\times(16+1,5) = 41,25$ mm

    $Rn = 1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$

    $= 1,2 \times 4,125 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,6 \text{ x } 1\times 4100$

    $= 20295 \text{ kg} \leq 15744 \text{ kg}$

    $Ø.Rn = 0,75 \times 15744 = 11808$ kg

  Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

  $n = Vu / ØRn$

  $= 63686,45 / 8734,63$

  $= 7,29 \approx 10$ buah

- **Kontrol jarak baut**

  Jarak tepi (S1)

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

  Jarak tepi (S2)

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

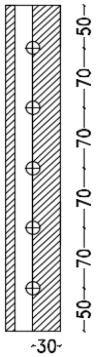
  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 50 mm

  Jarak antar baut (S)

  S min = 3db
  = 48 mm
  S max = 15tp
  = 150 mm
  S = 200 mm

  Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 70 mm

- **Kontrol kekuatan siku penyambung**



Gambar 4.65 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok pada Bresing dan Link

Siku penyambung menggunakan profil L 60 x 60 x 10 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm
= 17,5 mm
= 1,75 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 38 x 1
= 38 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (38-5x1,75) x 1
= 29,25 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×38×2500
= 85500 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×29,25×4100
= 89943,75ckg

Pada siku penyambung tedapat 2 sisi sehingga :

2ØPu = 171000 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada balok anak sehingga :

V < 2ØPu

63686 kg < 171000 kg….. **Oke**

b. Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul

Profil pelat siku (t) = 60 x 60 x 10
Baut M 22 (As) = 3,80 cm^2
Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n$ = $Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    = $0,75 \times 5790 \times 3,80 \times 1$
    = 33027,81 kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    ℓc = $50 – 0,5\times(22+1,5)$ = 38,25 mm
    Rn = $1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
    = $1,2 \times 3,825 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2$ x 1×4100
    = 18819 kg ≤ 21648 kg
    Ø.Rn = $0,75 \times 18819$ = 14114,25 kg

  Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

  n = Vu / ØRn
  = 63686,45 / 14114,25
  = 4,512 ≈ 5 buah

- **Kontrol jarak baut**

  <u>Jarak tepi (S1)</u>

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 30 mm

  <u>Jarak tepi (S2)</u>

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 50 mm

  <u>Jarak antar baut (S)</u>

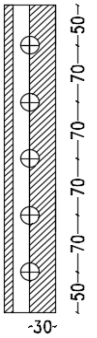
  S min = 3db
  = 66 mm
  S max = 15tp

= 150 mm

S = 200 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 70 mm

- **Kontrol kekuatan siku penyambung**



Gambar 4.66 Detail Pelat Siku dan Pelat Buhun pada Sambungan Bresing dengan Link

Siku penyambung menggunakan profil L 60 x 60 x 10 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 22 mm + 1,5 mm
= 23,5 mm
= 2,35 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 38 x 1
= 38 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (38-5x2,35) x 1
= 26,25 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×38×2500
= 85500 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×26,25×4100
= 80718,75 kg

Pada siku penyambung tedapat 1 sisi sehingga :

ØPu = 80718,75 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada balok anak sehingga :

V < ØPu

63686 kg < 80718,75 kg….. **Oke**

c. Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat (t) = 10 mm
Baut M 16 (As) = 2,01 cm^2
Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n$ = Ø × F_{nv} × A_b × m
    = 0,75 × 5790 × 2,01× 1
    = 17469,26 kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    ℓc = 40 – 0,5×(16+1,5) = 31,25 mm
    Rn = 1,2×ℓc t×Fu ≤ 2,4×d×t×Fu
    = 1,2 × 3,125 × 1 × 4100 ≤ 2,4 × 1,6 x 1× 4100
    = 15375 kg ≤ 15744 kg
    Ø.Rn = 0,75 × 15375 = 11531,25 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØRn
= 61159,21 / 11531,25
= 5,304 ≈ 6 buah

Baut dipasang menjadi 3 baris pada pelat gussey dan pada badan bresing, dimana tiap baris terdapat w buah baut.

- **Kontrol jarak baut**

  Jarak tepi (S1)

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 40 mm

  Jarak tepi (S2)

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 120 mm
  S1 = 150 mm

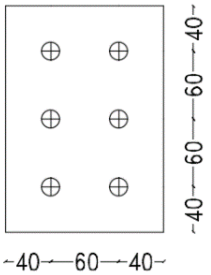
  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 40 mm

  Jarak antar baut (S)

  S min = 3db
  = 48 mm
  S max = 15tp
  = 150 mm
  S = 200 mm

  Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 60 mm

- **Kontrol kekuatan pelat penyambung**



Gambar 4.67 Detail Pelat Sambung Badan Balok Pada Sambungan Bresing dengan Link

Pelat penyambung memiliki tebal 10 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm
= 17,5 mm
= 1,75 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 20 x 1
= 20 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (20-3x1,75) x 1
= 14,75 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×20×2500
= 45000 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×14,75 ×4100
= 45356,25 kg

Pada siku penyambung tedapat 2 baris sehingga :

2ØPu = 90000 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja badan profil bresing :

V < ØPu

61159 kg < 90000kg….. **Oke**

d. Sambungan las sudut pada pelat buhul, balok, dan kolom

Direncanakan las dengan te = 1cm
Panjang pelat (d pelat) = 57 cm + 5,9 cm
= 62,9 cm
Sudut bresing = 63°
Mutu las yang digunakan = E90xx

A_{we} $= t_e \times 2 \times d_{pelat}$
$= 1 \times 2 \times 62,9$
$= 125,8\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u \text{ Sin a}}{A}$$
$$= \frac{188532,11 \times 0,8910}{125,8}$$
$$= 1335,32\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{P_u \text{ Cos a}}{A}$$
$$= \frac{188532,11 \times 0,4540}{125,8}$$
$$= 680,38\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$
$$= \sqrt{1335,32^2 + 680,38^2}$$
$$= 1498,67\ kg/cm^2$$

$ØF_{nw}$ $= Ø \times 0,6 \times f_{EXX}$
$= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3$
$= 2847,15\ kg/cm^2$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$
$$= \frac{1498,67}{2847,15}$$
$$= 0,526\ cm$$

$$a = \frac{te}{0,707}$$
$$= \frac{0,526}{0,707}$$
$$= 0,745\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau ditinjau dari ketebalan pelat yang digunakan maka amin = 3 mm dan a max = 8mm

Maka dipakai las sudut dengan tebal 7,5 mm.

e. Sambungan las sudut pada pelat buhul dan link

Direncanakan las dengan te = 1cm
Panjang pelat (d pelat) = 55 cm
Sudut bresing = 63°
Mutu las yang digunakan = E90xx

$A_{we} = t_e \times 2 \times d_{pelat}$
$= 1 \times 2 \times 55$
$= 110\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u \text{ Sin a}}{A}$$
$$= \frac{188532,11 \times 0,8910}{110}$$
$$= 1527,12\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{P_u \text{ Cos a}}{A}$$
$$= \frac{188532,11 \times 0,4540}{110}$$
$$= 778,12\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$
$$= \sqrt{1527,12^2 + 778,12^2}$$
$$= 1713,928\ kg/cm^2$$

$ØF_{nw} = Ø \times 0,6 \times f_{EXX}$
$= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3$
$= 2847,15\ kg/cm^2$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$

$$= \frac{1713,928}{2847,15}$$

$$= 0,602 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707}$$

$$= \frac{0,602}{0,707}$$

$$= 0,851 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau ditinjau dari ketebalan pelat yang digunakan maka amin = 3 mm dan a max = 8mm

Maka dipakai las sudut dengan tebal 8 mm.

4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Pada perencanaan kolom disambungkan dengan dua jenis balok induk yaitu balok melintang dan memanjang. Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku. Berikut perencanaan sambungan pada balok induk dan kolom :

Data perencanaan pada perencanaan sambungan sebagai berikut :

Balok induk memanjang = WF 600.300.12.17
Balok induk melintang = WF 500.300.11.18
Kolom = CFT 1000.1000.30

4.4.4.1 Balon Induk Memanjang dan Kolom

Perhitungan gaya geser pada sambungan dipergunakan untuk mendapatkan kapasitas balok induk sebagai berikut :

- Akibat kapasitas balok induk memanjang

  Mu = 1,1, x Ry x Zx x Fy
  = 1,1 x 1,5 x 3782 x 2500
  = 15600750 kg.cm

  Vu1 = 2 x Mu/L
  = 2 x 15600750/560
  = 55716,96 kg

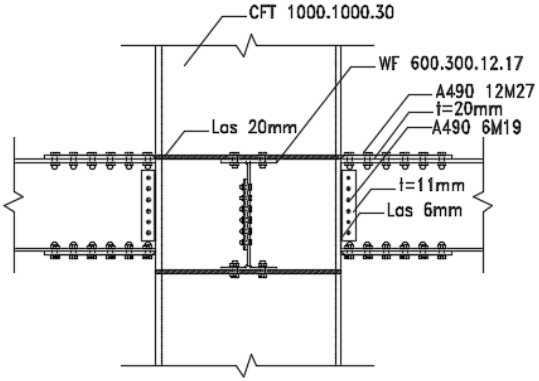
- Akibat beban kombinasi

Vu akibat beban kombinasi diperoleh dengan menggunakan program bantu SAP 2000 dengan besar sebagai berikut :

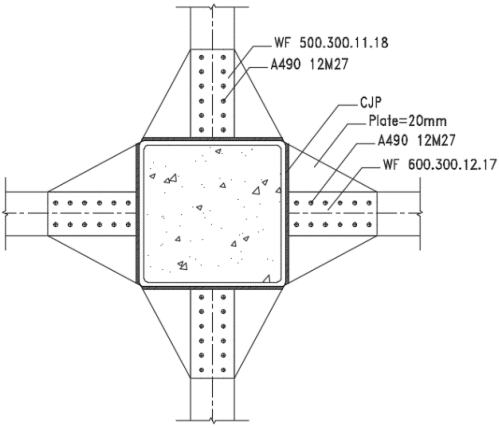
Vu2 = 12142,28 kg

Dari nilai gaya geser akibat kapasitas balok induk memanjang dan akibat beban kombinasi didapatkan gaya geser total sebesar :

Vu total = Vu1 + Vu2
= 55716,96 + 12142,28
= 67859,24 kg



Gambar 4.68 Detail Sambungan Balok Memanjang dan Kolom



Gambar 4.69 Potongan Atas Sambungan

a. Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat (t) = 11 mm
Baut M 19 (As) = 2,84 cm^2
Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n$ $= Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    $= 0,75 \times 5790 \times 2,84 \times 1$
    $= 12317,19$ kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    ℓc $= 40 – 0,5\times(19+1,5) = 29,75$ mm
    Rn $= 1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
    $= 1,2 \times 2,975 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 2 \times 1,1 \times 4100$
    $= 16100,70$ kg $\leq 17318,4$ kg
    Ø.Rn $= 0,75 \times 16100,70 = 12075,53$ kg

  Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

  n $= Vu / ØRn$
  $= 67859,24 / 12075,53$
  $= 5,62 \approx 6$ buah

  Maka dipasang baut 6 M19

- **Kontrol jarak baut**

  <u>Jarak tepi (S1)</u>

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 132 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 40 mm

  <u>Jarak tepi (S2)</u>

  S2 min = 22 mm
  S2 max = 12tp
  = 132 mm
  S2 = 150 mm

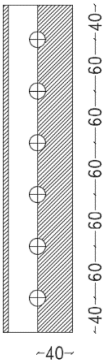
  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 40 mm

Jarak antar baut (S)

S min = 3db
= 60 mm
S max = 15tp
= 165 mm
S = 200 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 60 mm

- **Kontrol kekuatan pelat penyambung**



Gambar 4.70 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Pada Sambungan Balok Memanjang dan Kolom

Pelat penyambung memiliki tebal 11 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 19 mm + 1,5 mm
= 20,5 mm
= 2,05 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t $_{pelat}$
= 38 x 1,1
= 41,8 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t $_{pelat}$
= (38-6x2,05) x 1,1
= 28,27 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×41,8×2500
= 94050 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×28,27 ×4100
= 86930,25 kg

Terdapat 1 sisi penyambung sehingga :

ØPu = 86930,25 kg

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja badan profil bresing :

$V < \text{ØPu}$

67859,24 kg < 86930,25 kg….. **Oke**

b. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan te = 1cm
Panjang pelat (d pelat) = 38 cm
Mutu las yang digunakan = E90xx

$A_{we} = t_e \times 2 \times d_{pelat}$
$= 1 \times 2 \times 38$
$= 76\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$f_v = \frac{P_u}{A}$
$= \frac{67859,24}{76}$
$= 892,89\ kg/cm^2$

$\text{ØF}_{nw} = Ø \times 0,6 \times f_{EXX}$
$= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3$
$= 2847,15\ kg/cm^2$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$
$$= \frac{892,89}{2847,15}$$
$$= 0,314 cm$$
$$a = \frac{te}{0,707}$$
$$= \frac{0,314}{0,707}$$
$$= 0,444 cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau ditinjau dari ketebalan pelat yang digunakan maka amin = 5 mm dan a max = 9 mm

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

c. Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D\ balok}$$
$$= \frac{15600750}{54,8}$$
$$= 284685,22 kg$$

Panjang pelat yang dilakukan pengelasa = 100 cm dengan ketebalan te = 2 cm.

A_{we} $= t_e \times 2 \times d_{pelat}$
$= 2 \times 2 \times 100$
$= 400 cm^2$

$ØF_{nw}$ $= Ø \times 0,6 \times f_{EXX} \times 2$
$= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2$
$= 5694,3 kg/cm^2$

$$f_v = \frac{P_u}{A}$$
$$= \frac{284685,22}{400}$$
$$= 711,713 kg/cm^2$$

d. Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok Plate tebal 20 mm

Pelat penyambung memiliki tebal 20 mm dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Tebal pelat (t) = 20 mm
Baut M 27 (As) = 5,73 cm^2
Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n = Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    $= 0,75 \times 5790 \times 5,73 \times 1$
    $= 24873,22$ kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    $\ell c = 55 - 0,5\times(27+1,5) = 40,75$ mm
    $Rn = 1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
    $= 1,2 \times 4,075 \times 1,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,7 \times 1,7 \times 4100$
    $= 34083,3$ kg $\leq 45165,6$ kg
    $Ø.Rn = 25562,48$ kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

$n = Vu / ØRn$
$= 284685,22 / 24873,22$
$= 11,45 \approx 12$ buah

Baut dipasang menjadi 2 baris dibagian flange.

- **Kontrol jarak baut**

<u>Jarak tepi (S1)</u>

S1 min = 34 mm
S1 max = 12tp
= 240 mm
S1 max = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 75 mm

Jarak tepi (S2)

S2 min = 34 mm
S2 max = 12tp
= 240 mm
S2 = 150 mm

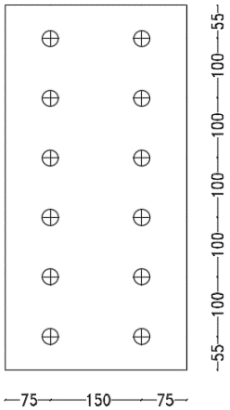
Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 55 mm

Jarak antar baut (S)

S min = 3db
= 81 mm
S max = 15tp
= 300 mm
S = 200 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 100 mm

- **Kontrol kekuatan pelat penyambung**



Gambar 4.71 Detail Pelat Penyambung Sayap pada Sambungan Balok Memanjang Kolom

Pelat penyambung memiliki tebal 10 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 27 mm + 1,5 mm
= 28,5 mm = 2,85 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 61 x 2
= 122 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (61-5x2,85) x 1
= 87,8 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×122×2500
= 274500 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×87,8 ×4100
= 269985 kg

Terdapat 2 sisi penyambungan dengan baut :

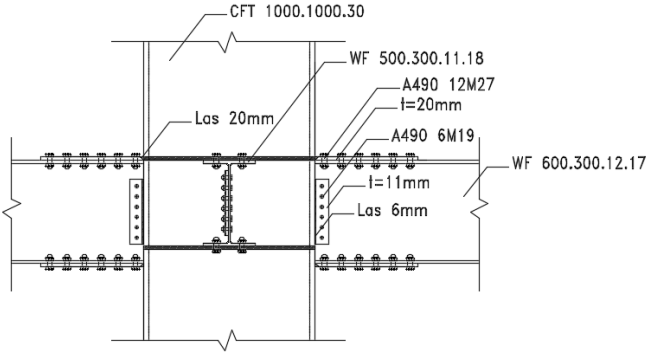
2ØPu = 539970 kg

Pada kontrol siku penyambung nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja badan profil bresing :

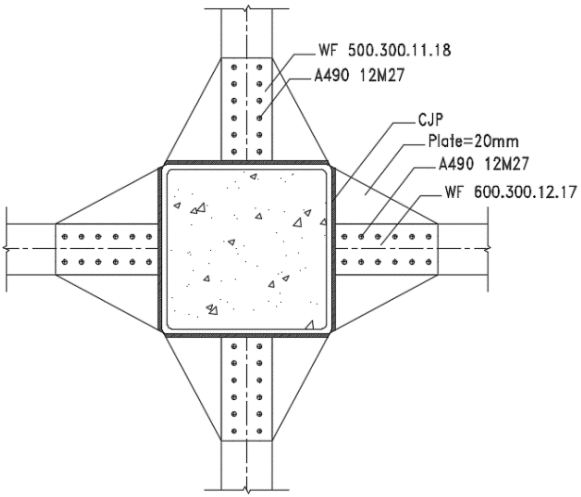
V < ØPu

284685 kg < 539970 kg….. **Oke**

4.4.4.2 Balok Induk Melintang dan Kolom



Gambar 4.72 Detail Sambungan Balok Melintang dan Kolom



Gambar 4.73 Tampak Atas Sambungan Balok Induk Melintang dan Kolom

Perhitungan gaya geser pada sambungan dipergunakan untuk mendapatkan kapasitas balok induk sebagai berikut :

- Akibat kapasitas balok induk memanjang

  Mu = 1,1, x Ry x Zx x Fy
  = 1,1 x 1,5 x 3100 x 2500
  = 12787500 kg.cm

  Vu1 = 2 x Mu/L
  = 2 x 12787500/440
  = 58125 kg

- Akibat beban kombinasi

  Vu akibat beban kombinasi diperoleh dengan menggunakan program bantu SAP 2000 dengan besar sebagai berikut :

  Vu2 = 14963,89 kg

Dari nilai gaya geser akibat kapasitas balok induk memanjang dan akibat beban kombinasi didapatkan gaya geser total sebesar :

Vu total = Vu1 + Vu2
= 58125 + 14963,89

= 73088,89 kg

a. Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat (t) = 11 mm
Baut M 19 (As) = 2,84 cm^2
Mutu A490 (F_{n0v}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n$ = $Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    = $0,75 \times 5790 \times 2,84 \times 1$
    = 12332,7 kg
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

    ℓc = $45 – 0,5\times(19+1,5)$ = 34,75 mm
    Rn = $1,2\times\ell c\ t\times Fu \leq 2,4\times d\times t\times Fu$
    = $1,2 \times 3,475 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,9 \times 1,1 \times 4100$
    = 21512,7 kg ≤ 20565,6 kg
    $Ø.Rn$ = $0,75 \times 20565,6$ = 15424,2 kg

  Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

  n = Vu / ØRn
  = 73088,89/ 12332,7
  = 5,93 ≈ 6 buah

  Maka dipasang baut 7 M19

- **Kontrol jarak baut**

  <u>Jarak tepi (S1)</u>

  S1 min = 22 mm
  S1 max = 12tp
  = 132 mm
  S1 = 150 mm

  Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 40 mm

  <u>Jarak tepi (S2)</u>

  S2 min = 22 mm
  S2 max = 12tp
  = 132 mm
  S2 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 45 mm

Jarak antar baut (S)

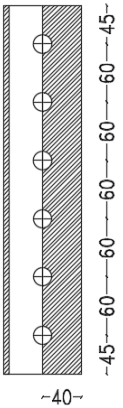
S min = 3db
= 60 mm

S max = 15tp
= 165 mm

S = 200 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 60 mm

- **Kontrol kekuatan pelat penyambung**



Gambar 4.74 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Pada Sambungan Balok Melintang dan Kolom

Pelat penyambung memiliki tebal 11 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 19 mm + 1,5 mm
= 20,5 mm
= 2,05 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 39 x 1,1

$= 42{,}9\ cm^2$

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat}$

$= (39-5x2{,}05) \times 1{,}1$

$= 29{,}37\ cm^2$

Kuat leleh

$\emptyset Pu = \emptyset \times Ag \times fy$

$= 0{,}9 \times 42{,}9 \times 2500$

$= 96525\ kg$

Kuat putus

$\emptyset Pu = \emptyset \times An \times fu$

$= 0{,}75 \times 29{,}37 \times 4100$

$= 90312{,}75\ kg$

Terdapat 1 sisi penyambung sehingga :

$\emptyset Pu = 90312{,}75\ kg$

Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja badan profil bresing :

$V < \emptyset Pu$

$73088{,}89\ kg < 90312{,}75\ kg$….. **Oke**

b. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan te = 1cm

Panjang pelat (d pelat) = 39 cm

Mutu las yang digunakan = E90xx

$A_{we} = t_e \times 2 \times d_{pelat}$

$= 1 \times 2 \times 39$

$= 78\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A}$$

$$= \frac{73088{,}89}{78}$$

$= 937{,}04\ kg/cm^2$

ØF_{nw} = Ø × 0,6 × f_{EXX}
= 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3
= 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$
$$= \frac{937,04}{2847,15}$$
= 0,329 cm

$$a = \frac{te}{0,707}$$
$$= \frac{0,329}{0,707}$$
= 0,466 cm

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau ditinjau dari ketebalan pelat yang digunakan maka amin = 5 mm dan a max = 9 mm

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

c. Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D\ balok}$$
$$= \frac{12787500}{45,2}$$
= 282909,29 kg

Panjang pelat yang dilakukan pengelasan = 100 cm dengan ketebalan te = 2 cm.

A_{we} = t_e x 2 x d_{pelat}
= 2 x 2 x 100
= 400 cm^2

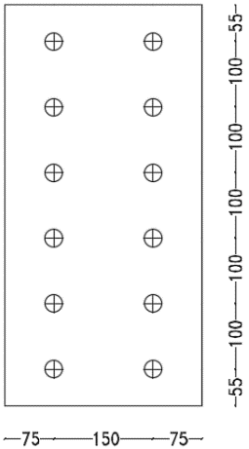
ØF_{nw} = Ø × 0,6 × f_{EXX} x 2
= 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 2
= 5694,3 kg/cm^2

$$f_v = \frac{P_u}{A}$$

$$= \frac{282909,29}{400}$$

$= 707,27 \text{ kg/cm}^2$

d. Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok Plate tebal 20 mm



Gambar 4.75 Detail Pelat Penyambung Sayap pada Sambungan Balok Melintang Kolom

Pelat penyambung memiliki tebal 20 mm dan menggunan BJ 41 ($fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Tebal pelat (t) = 20 mm
Baut M 27 (As) = 5,73 cm^2
Mutu A490 (F_{nv}) = 5790 kg/cm^2

- **Penentuan jumlah baut**
  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $\text{Ø}.R_n = \text{Ø} \times F_{nv} \times A_b \times m$
    $= 0,75 \times 5790 \times 5,73 \times 1$
    $= 24873,22 \text{ kg}$
  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

ℓc = 55 – 0,5×(27+1,5) = 40,75mm
Rn = 1,2×ℓc t×Fu ≤ 2,4×d×t×Fu
= 1,2 × 4,075× 1,8 × 4100 ≤ 2,4 × 2,7 x 1,8× 4100
= 36088,2 kg ≤ 47822,4 kg
Ø.Rn = 27066,15 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Pu / ØRn
= 282909,29/ 27066,15
= 11,37 ≈ 12 buah

Baut dipasang menjadi 2 baris dibagian flange.

- **Kontrol jarak baut**

Jarak tepi (S1)

S1 min = 34 mm
S1 max = 12tp
= 240 mm
S1 max = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 75 mm

Jarak tepi (S2)

S2 min = 34 mm
S2 max = 12tp
= 240 mm
S2 = 150 mm

Maka jarak yang digunakan pada jarak tepi S1 = 55 mm

Jarak antar baut (S)

S min = 3db
= 81 mm
S max = 15tp
= 300 mm
S = 200 mm

Maka yang digunakan pada jarak antar baut S = 100 mm

- **Kontrol kekuatan pelat penyambung**

Pelat penyambung memiliki tebal 10 dan menggunan BJ 41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Pelubangan pada baut dilakukan dengan metode pengeboran, maka diameter lubang sebagai berikut :

Ø lubang = 27 mm + 1,5 mm
= 28,5 mm
= 2,85 cm

Luas bidang geser

A_g = L x t_{pelat}
= 61 x 2
= 122 cm^2

A_{nv} = L_{nv} x t_{pelat}
= (61-5x2,85) x 1
= 87,8 cm^2

Kuat leleh

ØPu = Ø×Ag×fy
= 0,9×122×2500
= 274500 kg

Kuat putus

ØPu = Ø×An×fu
= 0,75×87,8 ×4100
= 269985 kg

Terdapat 2 sisi penyambungan dengan baut :

2ØPu = 539970 kg

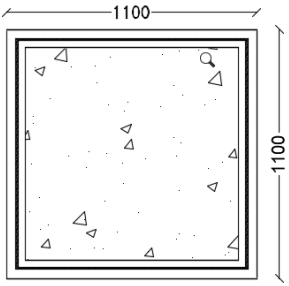
Pada kontrol siku penyambung dilakukan kontrol dimana nilai ØPu harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja badan profil bresing :

V < ØPu

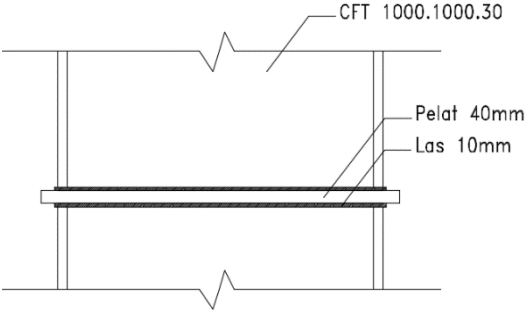
282909 kg < 539970 kg….. **Oke**

4.4.5 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung dengan menggunakan sambungan las dengan dengan tambahan tebal 40 mm. profil kolom yang digunakan yaitu CFT 1000.1000.30.



Gambar 4.76 Tampak Atas Sambungan Antar Kolom



Gambar 4.77 Detail Sambungan Antar Kolom

Mutu las yang digunakan F_{E90XX}
Hasil output SAP 1000 :

Pu = 759940,32 kg
Vu = 11470,97 kg
Mux = 35344,05 kg.m
Muy = 46865,59 kg.m

Dimisalkan te = 1 cm

A_{las} = 4 x 100 x 1
= 400 cm^2

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6}$$

$$= \frac{(100 + 100)^3}{6}$$

$= 1333333{,}33\ cm^4$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6}$$

$$= \frac{(100 + 100)^3}{6}$$

$= 1333333{,}33\ cm^4$

$$S_x = b \times d + \frac{d^2}{3}$$

$$= 100 \times 100 + \frac{100^2}{3}$$

$= 13333{,}33\ cm^3$

$$S_y = b \times d + \frac{d^2}{3}$$

$$= 100 \times 100 + \frac{100^2}{3}$$

$= 13333{,}33\ cm^3$

- **Akibat Pu**

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$= \frac{759940{,}32}{400} + \frac{35344{,}05}{13333{,}33} + \frac{46865{,}59}{13333{,}33}$$

$= 1906{,}017\ kg/cm^2$

- **Akibat Vu**

$$f_h = \frac{V_u}{A}$$

$$= \frac{11470{,}97}{400}$$

$= 28{,}68\ kg/cm^2$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^{\,2} + f_h^{\,2}}$$

$$= \sqrt{1906{,}017^{2} + 28{,}68^{2}}$$

$$= 1906{,}21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ø}F_{nw} = \text{Ø} \times 0{,}6 \times f_{EXX}$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 90 \times 70{,}3$$

$$= 2847{,}15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$

$$= \frac{1906{,}21}{2847{,}15}$$

$$= 0{,}6698 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0{,}707}$$

$$= \frac{0{,}669}{0{,}707}$$

$$= 0{,}946 \text{ cm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0{,}6 \times fu \times t}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times FE90xx}$$

$$= \frac{0{,}6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times 6327}$$

$$= 1{,}833 \text{ cm}$$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 10 mm.

4.4.1 Sambungan *Base Plate*

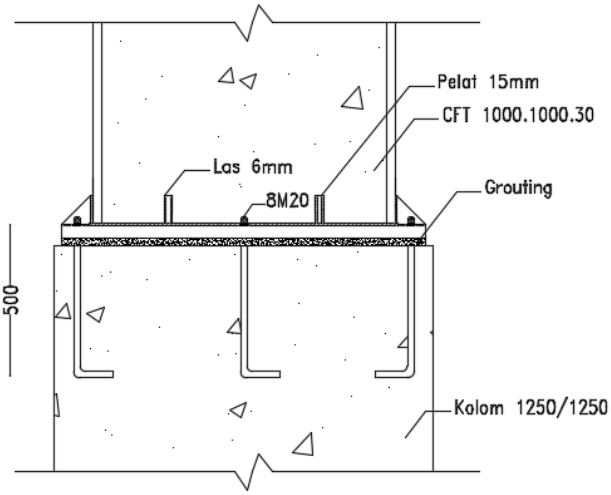
Perencanaan base plate menggunakan fixed plate untuk profil CFT 1000 x 1000 x 30 dengan data sebagai berikut :

H = 1250 mm
B = 1250 mm
tp = 40 mm

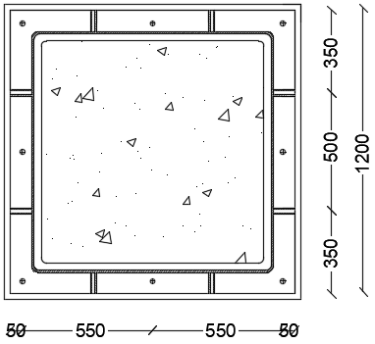
Dari hasil analisis dengan mengunakan SAP 2000 didapatkan gaya – gaya dalam yang bekerja adalah sebagai berikut :

Pu = 892947,95kg

Mux = 76627,29 kg.m
Muy = 25055,15 kg.m
Vu = 13180,36 kg



Gambar 4.78 Detail Sambungan *Base Plate*



Gambar 4.79 Tampak Atas Sambungan *Base Plate*

a. Perencanaan sambungan *base plate*

Direncanakan las tumpul penetrasi penuh pada daerah yang diarsir pada profil kolom. Dimisalkan te = 1 cm

A_{las} = 4 x 100 x 1

$= 400 \text{ cm}^2$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6}$$

$$= \frac{(100 + 100)^3}{6}$$

$= 1333333{,}33 \text{ cm}^4$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6}$$

$$= \frac{(100 + 100)^3}{6}$$

$= 1333333{,}33 \text{ cm}^4$

$$S_x = b \text{ x } d + \frac{d^2}{3}$$

$$= 100 \text{ x } 100 + \frac{100^2}{3}$$

$= 13333{,}33 \text{ cm}^3$

$$S_y = b \text{ x } d + \frac{d^2}{3}$$

$$= 100 \text{ x } 100 + \frac{100^2}{3}$$

$= 13333{,}33 \text{ cm}^3$

- **Akibat Pu**

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$= \frac{892947{,}95}{400} + \frac{76627{,}29}{13333{,}33} + \frac{25055{,}15}{13333{,}33}$$

$= 2239{,}99 \text{ kg/cm}^2$

- **Akibat Vu**

$$f_h = \frac{V_u}{A}$$

$$= \frac{13180,36}{400}$$
$$= 32,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$
$$= \sqrt{2239,99^2 + 32,95^2}$$
$$= 2240,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ØF}_{nw} = \text{Ø} \times 0,6 \times f_{EXX}$$
$$= 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3$$
$$= 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}}$$
$$= \frac{2240,24}{2847,15}$$
$$= 0,786 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707}$$
$$= \frac{0,786}{0,707}$$
$$= 1,12 \text{ cm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times FE90xx}$$
$$= \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 6327}$$
$$= 1,833 \text{ cm}$$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 8 mm

b. Perhitungan *base plate*

- **Cek eksentrisitas gaya**

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$= \frac{25055,15}{892947,95}$$

$= 0,028$ m $= 2,8$ cm

1/6 h = 1/6 x 120
= 20 cm

Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis). Direncanakan diameter baut : 25 mm = 2,5 cm

w_e = Jarak baut ke tepi
= 2 x db
= 5 cm

c_1 = Jarak minimum untuk kunci
= 27/16 x 2,5
= 4,21 cm

$h' \geq w_e + c_1$
$h' \geq 5 + 4,21$
$h' \geq 9,21$ cm

H = d + 2h'
= 100 + 2 x 9,21
= 118,44 cm ≈ 120 cm

B = 120 cm

Dimensi beton :
Panjanng = 125 cm
Lebar = 125 cm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{125 \text{ x } 125}{120 \text{ x } 120}} = 1,08 \text{ cm}$$

- **Perencanaan akibat beban sumbu X**

Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{P_u}{b \text{ x } N}$$

$$= \frac{892947,95}{125 \text{ x } 125}$$

$= 57{,}15 \text{ kg/cm}^2$

Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6M_u}{b \times N^2}$$

$$= \frac{6 \times 76627{,}29}{125 \times 125^2}$$

$= 23{,}53 \text{ kg/cm}^2$

Tekanan maksimal

$f_{p\,max} = f_{pa} + f_{pb}$

$= 57{,}15 + 23{,}53$

$= 80{,}69 \text{ kg/cm}^2$

Tekanan yang dapat diterima kolom

$f_{p\,izin} = 0{,}9 \times 0{,}85 \times f'c$

$= 30{,}6 \text{ MPa}$

$= 306 \text{ kg/cm}^2$

$f_{p\,max} < f_{p\,izin}$

$80{,}69 \text{ kg/cm}^2 < 306 \text{ kg/cm}^2$….. **Oke**

Menentukan Mupl

$$m = \frac{N - 0{,}95\,d}{2}$$

$$= \frac{125 - 0{,}95 \times 100}{2}$$

$= 15 \text{ cm}$

$$M_{upl} = \left(f_{pmax} - 2f_{pb}\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2f_{pb}\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$$

$$= \left(70{,}1 - 2.22{,}4\frac{15}{125}\right)\left(\frac{15^2}{2}\right) + \left(2.22{,}4\frac{15}{125}\right)\left(\frac{15^2}{3}\right)$$

$= 7684{,}65 \text{ kg.cm}$

Menentukan Tebal Base Plate

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.\,f_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \text{ x } 7684{,}65}{0{,}9 \text{ x } 2500}}$$

= 3,696 cm < 4 cm ….. **Oke**

- **Perencanaan akibat beban sumbu Y**

Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{P_u}{b \text{ x } N}$$

$$= \frac{892947{,}95}{125 \text{ x } 125}$$

$= 57{,}15 \text{ kg/cm}^2$

Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6M_u}{b \text{ x } N^2}$$

$$= \frac{6 \text{ x } 25055{,}15}{125 \text{ x } 125^2}$$

$= 7{,}69 \text{ kg/cm}^2$

Tekanan maksimal

$f_{p\,max} = f_{pa} + f_{pb}$

$= 57{,}15 + 7{,}69$

$= 64{,}84 \text{ kg/cm}^2$

Tekanan yang dapat diterima kolom

$f_{p\,izin} = 0{,}9 \text{ x } 0{,}85 \text{ x } f'c$

$= 30{,}6 \text{ MPa}$

$= 306 \text{ kg/cm}^2$

$f_{p\,max} < f_{p\,izin}$

64,84 kg/cm² < 306 kg/cm²….. **Oke**

Menentukan Mupl

$$m = \frac{N\text{-}0{,}95\ d}{2}$$

$$= \frac{125 - 0{,}95 \text{ x } 100}{2}$$

$= 15$ cm

$$M_{upl} = \left(f_{pmax} - 2f_{pb}\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2f_{pb}\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$$

$$= \left(54{,}94 - 2.7{,}27\ \frac{15}{125}\right)\left(\frac{15^2}{2}\right) + \left(2.7{,}27\ \frac{15}{125}\right)\left(\frac{15^2}{3}\right)$$

$= 5334{,}21$ kg.cm

Menentukan Tebal Base Plate

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.\ f_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 5334{,}21}{0{,}9 \times 2500}}$$

$= 3{,}079$ cm < 4 cm ….. **Oke**

- **Perencanaan Pelat Pengaku**

  Tebal pelat pengaku minimal

  ts $>$ 0,5 tf
  ts $>$ 0,5 x 3
  ts $=$ 1,5

  Dengan las minimum

  a $=$ 6 mm

- **Perencanaan Baut Angkur**

  Dari perhitungan sebelumnya, ditentukan bahwa angkur yang dipasang merupakan angkur praktis.
  Dipakai baut angkur M20 mm (As = 3,14 cm^2) mutu F1554 Grade 105 dengan fnt = 7240 kg/cm^2.
  Baut M 20 (As) = 3,14 cm^2
  Mutu F1554 G 10 (F_{nv}) = 7240 kg/cm^2

  - Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

    $Ø.R_n = Ø \times F_{nv} \times A_b \times m$
    $= 0{,}75 \times 7240 \times 3{,}14 \times 1$
    $= 17065{,}71$ kg

  - Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

ℓc = 50 – 0,5×(20+1,5) = 48,93 mm

Rn = 1,2×ℓc t×Fu ≤ 2,4×d×t×Fu

= 1,2 × 4,893× 4 × 4100 ≤ 2,4 × 2 x 4× 4100

= 96284,4 kg ≤ 78720 kg

$ØR_n$ = 59040 kg

- Kuat geser tarik

Td = Ø × F_{nv} × A_b × m

= 0,75 × 7240 × 3,14 × 1

= 17065,71 kg

Maka dari nilai kuat geser dan kuat tumpu tersenut didapatkan jumlah baut yang digunakan :

n = Vu / ØRn

= 13180,36/ 17065,71

= 0,77 ≈ 8 buah

Panjang baut angkur

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3f_y.\ \alpha.\ \beta.\ \lambda}{5\sqrt{f'c}}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 \text{ x } 250 \text{ x } 1 \text{ x } 1 \text{ x } 1}{5\sqrt{40}}$$

Ld = 23,717 db

= 23,717 x 2

= 47,43 cm

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 60 cm.

4. 5 Perencanaan Struktur Bawah

Pondasi merupakan struktur bagian bawah yang berhubungan langsung dengan tanah. Pondasi berfungsi untuk menahan beban struktur di atasnya. Dalam perencanaan dipergunakan Pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapatkan dari hasil SPT (Standard Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang.

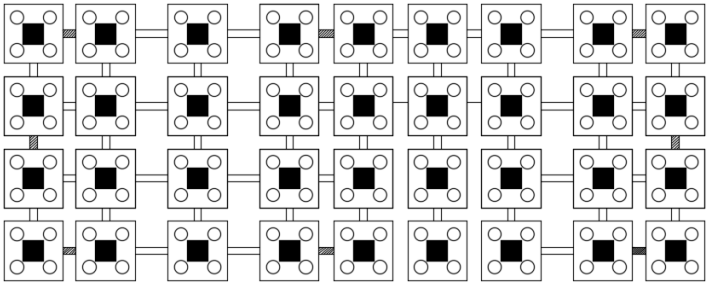
Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75 L
- D + 0,7 Ex
- D + 0,7 Ey
- D + 0,75 L + 0,7 Ex
- D + 0,75 L + 0,7 Ey
- 0,6 D + 0,7 Ex
- 0,6 D + 0,7 Ey

4.5.1 Daya Dukung Tanah dan Tiang Pancang

4.5.1.1 Data Perencanaan Pondasi

Berikut adalah denah perencanaan pondasi pada Apartement Gunawangsa **Gambar 4.80**.



Gambar 4.80 Denah Perencanaan Pondasi

Pondasi pada apartemen ini direncanakan dengan menggunakan pondasi tiang panang beton (Spun Pile) yang menggunakan produk dari *Wika Prestressed Bored Pile* spesifikasi yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter tiang : 800 mm
- Wall Thickness : 120 mm
- Klasifikasi : A1
- Concrete cross section : 2563,54 cm^2
- Berat : 641 kg/m
- Bending moment crack1 : 40 tm
- Bending moment ultimate : 60 tm

- Allowable compression load : 415 ton

Brosur spesifikasi spun pile dicantumkan pada lampiran.

4.5.1.2 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 :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT yang didapatkan dari uji yang dilakukan dilapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Data tersebut harus dilakukan koreksi terlebih dahulu. Metode perhitungan koreksi menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960. Berikut adalah koreksi yang harus dilakukan :

a. Koreksi terhadap muka air tanah

   Koreksi ini dilakukan pada tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanag dan hanya apabila nilai dari hasil uji N > 15 :

   - $N_1 = 15 + ½ (N – 15)$ (Terzaghi & Peck 1960)
   - $N_1 = 0{,}6\ N$ (Bazaraa, 1967)

   Dari kedua nilai tersebut diambil N1 dengan nilai terkecil.

   Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar, dan apabila nilai $N \leq 15$ tidak ada koreksi. Sehingga $N_1 = N$.

b. Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah

Hasil koreksi N1 dilakukan koreksi kembali untuk pengaruh tekanan vertical efektif pada lapisan tanah. Berikut perumusan terhadap koreksi tersebut :

- Apabila nilai $P_o \leq 7{,}5$ ton/m^2

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0{,}4\ P_o}$$

- Apabila nilai $P_o > 7{,}5$ ton/m^2

$$N_2 = \frac{4N_1}{3{,}25 + 0{,}1\ P_o}$$

Nilai N_2 harus $\leq 2\ N_1$

Apabila dari koreksi didapat $N_2 > 2N_1$ maka nilai $N_2 = 2N_1$

Setelah dilakukan koreksi data pada nilai N dari hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) yang dilakukan, dilanjutkan dengan perhitungan daya dukung pada tiang pancang tunggal dengan rumus sebagai berikut :

$Q_u = Q_p + Q_s$
$Q_p = C_n \text{ x } A_{ujung}$
$Q_s = \sum C_{li} \text{ x } A_{si}$

Dimana :

$\tilde{N}$ = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang.
C_{li} = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir.
A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i \text{ x } h_i$
O_i = Keliling tiang

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

$$P_{ijin\ 1\ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana nilai (*Safety Factor*) SF = 3.

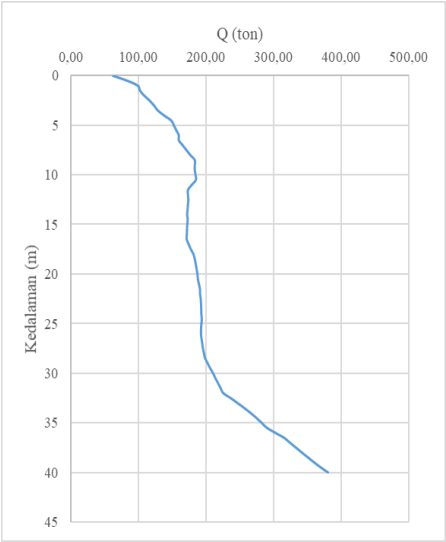
Tabel 4.14 Daya Dukung Tanag Kedalaman 0m – 40 m

Depth	N	Qp	Qs	Qult =	Qijin =
(m)	(blow/ft)	(ton)	(ton)	Qp+Qs	Qult/SF
0	9,38	188,62	0,00	188,62	62,87
0,5	12,56	252,49	0,00	252,49	84,16
1	14,86	298,79	0,00	298,79	99,60
1,5	15,34	308,34	0,00	308,34	102,78
2	15,64	314,41	12,57	326,98	108,99
2,5	16,22	326,10	25,02	351,12	117,04
3	16,63	334,45	36,50	370,95	123,65
3,5	16,92	340,27	47,16	387,42	129,14
4	17,12	344,16	71,01	415,17	138,39
4,5	17,56	353,13	93,37	446,50	148,83
5	17,92	360,22	98,42	458,64	152,88
5,5	18,22	366,31	103,18	469,49	156,50
6	18,48	371,54	109,01	480,55	160,18
6,5	18,20	365,86	114,55	480,41	160,14
7	18,79	377,75	119,82	497,57	165,86
7,5	19,37	389,51	124,85	514,36	171,45
8	19,95	401,15	131,06	532,21	177,40
8,5	20,61	414,44	137,07	551,52	183,84
9	20,31	408,45	143,02	551,47	183,82
9,5	20,02	402,51	148,91	551,41	183,80
10	19,79	397,90	156,79	554,69	184,90
10,5	19,49	391,88	164,59	556,47	185,49
11	18,19	365,64	172,31	537,95	179,32
11,5	16,99	341,60	179,95	521,56	173,85
12	16,53	332,33	188,68	521,01	173,67
12,5	16,20	325,70	197,31	523,01	174,34

13	15,66	314,94	205,86	520,79	173,60
13,5	15,18	305,20	214,32	519,52	173,17
14	14,74	296,39	221,02	517,41	172,47
14,5	14,54	292,40	227,66	520,06	173,35
15	14,12	283,82	234,25	518,07	172,69
15,5	13,72	275,88	240,78	516,66	172,22
16	13,33	268,07	248,35	516,42	172,14
16,5	12,91	259,61	255,85	515,47	171,82
17	13,00	261,46	263,31	524,76	174,92
17,5	13,10	263,33	270,70	534,03	178,01
18	13,19	265,22	280,66	545,89	181,96
18,5	12,99	261,12	290,55	551,67	183,89
19	12,70	255,30	300,37	555,67	185,22
19,5	12,41	249,57	310,11	559,68	186,56
20	12,13	243,91	319,28	563,19	187,73
20,5	11,78	236,88	328,37	565,25	188,42
21	11,56	232,48	337,40	569,88	189,96
21,5	11,35	228,14	346,37	574,51	191,50
22	11,13	223,84	351,31	575,15	191,72
22,5	11,03	221,72	356,22	577,94	192,65
23	10,84	217,98	361,09	579,07	193,02
23,5	10,66	214,27	365,93	580,20	193,40
24	10,47	210,60	369,77	580,37	193,46
24,5	10,40	209,04	373,59	582,63	194,21
25	10,12	203,51	377,38	580,89	193,63
25,5	9,85	198,03	381,14	579,17	193,06
26	9,58	192,60	386,28	578,89	192,96
26,5	9,45	189,92	391,39	581,32	193,77
27	9,35	188,06	396,47	584,53	194,84

27,5	9,26	186,22	401,51	587,73	195,91
28	9,17	184,41	407,88	592,29	197,43
28,5	9,12	183,28	414,22	597,50	199,17
29	9,36	188,20	420,51	608,72	202,91
29,5	9,60	193,11	426,76	619,87	206,62
30	9,85	197,99	434,75	632,74	210,91
30,5	9,96	200,27	442,69	642,96	214,32
31	10,15	204,01	450,58	654,59	218,20
31,5	10,33	207,73	458,42	666,15	222,05
32	10,52	211,44	466,64	678,09	226,03
32,5	11,73	235,88	474,82	710,69	236,90
33	12,83	258,03	482,94	740,97	246,99
33,5	13,93	280,07	491,02	771,08	257,03
34	15,02	301,98	497,35	799,33	266,44
34,5	15,98	321,32	503,65	824,97	274,99
35	16,83	338,47	509,91	848,38	282,79
35,5	17,68	355,53	516,14	871,67	290,56
36	18,53	372,50	535,94	908,44	302,81
36,5	19,49	391,79	555,62	947,41	315,80
37	19,82	398,60	575,19	973,79	324,60
37,5	20,20	406,21	594,64	1000,85	333,62
38	20,63	414,75	612,37	1027,12	342,37
38,5	21,11	424,39	630,01	1054,39	351,46
39	21,61	434,46	647,54	1082,00	360,67
39,5	22,18	445,99	664,97	1110,96	370,32
40	22,84	459,28	683,88	1143,15	381,05

Berikut adalah hasil grafik daya dukung tanah terhadap kedalaman :

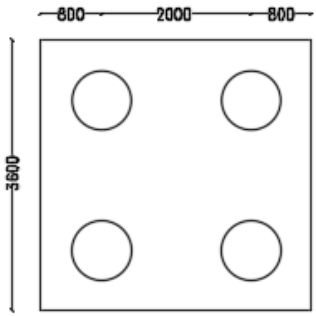


Gambar 4.81 Grafik Daya Dukung Tanah dan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP, didapatkan reaksi kolom paling bawah struktur pada joint 2027 pada Tabel 4. Dan niai maksimum pada Tabel 4.15 :

Tabel 4.15 Hasil Pembebanan Pondasi

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY
	kg	kg	kg	kgm	kgm
0.6D + 0.7Ex	353401,67	7868,25	1961,84	776,94	52031,22
0.6D + 0.7Ey	359273,67	2441,16	6826,53	244,15	16008,39
1D	581867,39	70,39	-249,36	5,95	145,17
1D+0,7Ex	586148,63	7896,41	1862,09	779,32	52089,29
1D+0.75L	656497,31	85,22	-196,67	8,69	145,49
1D+0.75L+0.7Ex	660778,55	7911,24	1914,78	782,05	52089,61
1D+0.75L+0.7Ey	666650,55	2484,15	6779,48	249,27	16066,78
1D+0.7Ey	592020,63	2469,32	6726,79	246,53	16066,45
1D+1L	681373,95	90,17	-179,1	9,6	145,6



Gambar 4.82 Detail Perencanaan Tiang Pancang Pondasi

4.5.1.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Dalam menentukan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban gaya aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan
  Dari spesifikasi bahan tiang pancang didapatkan :
  $\bar{P}_{1tiang}$ = 415 ton
- Daya dukung tanah
  $\bar{P}_{1tiang}$ = 257,03 ton

Dari dua nilai tersebut, maka didapatkan daya dukung tiang pondasi adalah 257,03 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien Ce. Berikut perumusan perhingunan nilai Ce :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\text{Ø}/S)}{90^o}\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$= 1 - \frac{\arctan(0{,}8/2)}{90^o}\left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right)$$

= 0,758

Sehingga, didapatkan nilai daya dukung grup Q_{grup} dengan 4 tiang pancang :

Q_{grup} = $\bar{P}_{1tiang}$ x Ce x n
= 257,03 x 0,758 x 4
= 779,065 ton

Dari nilai Q_{grup} maka didapatkan P_{izin} baru akibat koefisien tiang pancang grup sebagai berikut :

P_{izin} = Q_{grup} / n
= 194,766 ton
= 194766 kg

4.5.1.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{izin}$$

Perhitungan jarak tiang pancang

- Jarak antar tiang
  S min = 2D
  = 160 mm
  Smax = 3D
  = 240 mm
  Maka, jarak tepi tiang pancang yang digunakan S = 200 mm
- Jarak tepi tiang
  S min = 1D
  = 80 mm
  Smax = 2D
  = 160 mm
  Maka, jarak tepi tiang pancang yang digunakan S = 80 mm

Dalam perhitungan contoh nilai P max digunakan kombinasi pembebanan 1D+0.75L+0.7Ex dan didapatkan nilai gaya dalam sebagai berikut :

P = 660778,55 kg
n = 4 buah
M_x = 782,05 kg.m
M_y = 52089,61 kg.m
X_{max} = 1 m
Y_{max} = 1 m

Dari nilai diatas didapatkan nilai Pmax dengan perhitungan sebagai berikut :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x Y_{max}}{\Sigma Y^2}$$

$$= \frac{660778,55}{5} \pm \frac{52089,61 \text{ x } 1}{2} \pm \frac{782,05 \text{ x } 1}{2}$$

$$= 191630,47 \text{ kg}$$

P_{min} = 138758,81 kg

P_{ijin} tanah (1 tiang) dipilih berdasarkan perhitungan daya dukung tanah yang telah dikalikan dengan nilai koreksi akibat tiang kontrol tiang pancang dalam grup dengan kedalaman tiang 33,5 m dan P_{izin} = 194766,16 kg.

Berikut adalah rekapitulasi perhitungan nilai P_{max} dari setiap kombinasi pembebanan, dan kontrol terhadap P_{izin} (Tabel 4.16).

Tabel 4.16 Kontrol beban 1 Tiang Pancang

Load Case/Combo	FZ	MX	MY	P/n	My.X max	Mx.Y max	P max	P izin	Cek
	kg	kgm	kgm		x2	y2	kg	kg	
0.6D + 0.7Ex	353401,67	776,9	52031	88350	26015,61	388,47	114754	194766	Oke
0.6D + 0.7Ey	359273,67	244,2	16008	89818	8004,195	122,075	97945	194766	Oke
1D	581867,39	5,95	145,17	145467	72,585	2,975	145542	194766	Oke
1D+0,7Ex	586148,63	779,3	52089	146537	26044,645	389,66	172971	194766	Oke
1D+0.75L	656497,31	8,69	145,49	164124	72,745	4,345	164201	194766	Oke
1D+0.75L+0.7Ex	660778,55	782,1	52090	165195	26044,805	391,025	191630	194766	Oke
1D+0.75L+0.7Ey	666650,55	249,3	16067	166663	8033,39	124,635	174821	194766	Oke
1D+0.7Ey	592020,63	246,5	16066	148005	8033,225	123,265	156162	194766	Oke
1D+1L	681373,95	9,6	145,6	170343	72,8	4,8	170421	194766	Oke

Dari hasil rekapitulasi kontrol terhadap P_{izin} maka P_{max} dari semua kombinasi pembebanan memenuhi P_{izin} tanah.

4.5.1.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Kontrol kekuatan pada tiang pancang ditinjau terhadap gaya aksial, momen, defleksi, serta kekuatan tiang terhadap gaya lateral.

a. Kontrol terhadap gaya aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada produk dari PT. Wika Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 415 ton.

Kontrol Gaya Aksial

$P_{izin\ DDT} < P_{izin\ bahan}$

194,67 ton < 415 ton .....Oke

Tabel 4.17 Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Load Case/Combo	FZ kg	MX kgm	MY kgm	P/n	My.X max x2	Mx.Y max y2	P max kg	Pbahan kg	Cek
0.6D + 0.7Ex	353401,67	776,9	52031	88350	26015,61	388,47	114754	415000	Oke
0.6D + 0.7Ey	359273,67	244,2	16008	89818	8004,195	122,075	97945	415000	Oke
1D	581867,39	5,95	145,17	145467	72,585	2,975	145542	415000	Oke
1D+0,7Ex	586148,63	779,3	52089	146537	26044,645	389,66	172971	415000	Oke
1D+0.75L	656497,31	8,69	145,49	164124	72,745	4,345	164201	415000	Oke
1D+0.75L+0.7Ex	660778,55	782,1	52090	165195	26044,805	391,025	191630	415000	Oke
1D+0.75L+0.7Ey	666650,55	249,3	16067	166663	8033,39	124,635	174821	415000	Oke
1D+0.7Ey	592020,63	246,5	16066	148005	8033,225	123,265	156162	415000	Oke
1D+1L	681373,95	9,6	145,6	170343	72,8	4,8	170421	415000	Oke

b. Kontrol terhadap gaya momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” digunakan kombinasi pembebanan 1D+0.75L+0.7Ex :

H = 7911,24 kg

f = H / 9.Cu.d

= 7911,24 / 9 x 0,47 x 80

= 24,041 cm

M_{max} = H (e + 1,5D + 0,5f)

= 8135,36 (0 + 120 + 11,69)

= 1041824,74 kg.cm

= 10418,25 kg.m

Kontrol Momen

$M_{max} < M_{crack\ bahan}$

10418,25 kg.m < 40000 kg.m ….. Oke

Tabel 4.18 Kontrol Terhadap Momen Tipe B

Load Case/Combo	H max	e	Cu	D	f	M max	Mcrack	Kontrol
	kg		kg/cm2	cm		kgm	kgm	
0.6D + 0.7Ex	7868,25	0	0,47	80	23,251	10356,6	40000	Oke
0.6D + 0.7Ey	6826,53	0	0,47	80	20,173	8880,39	40000	Oke
1D	70,39	0	0,47	80	0,208	84,5412	40000	Oke
1D+0,7Ex	7896,41	0	0,47	80	23,335	10397	40000	Oke
1D+0.75L	85,22	0	0,47	80	0,2518	102,371	40000	Oke
1D+0.75L+0.7Ex	7911,24	0	0,47	80	23,378	10418,2	40000	Oke
1D+0.75L+0.7Ey	6779,48	0	0,47	80	20,034	8814,47	40000	Oke
1D+0.7Ey	6726,79	0	0,47	80	19,878	8740,73	40000	Oke
1D+1L	90,17	0	0,47	80	0,2665	108,324	40000	Oke

c. Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol Terhadap Defleksi

Tiang pancang memiliki poer sehingga tipe defleksi yang digunakan yaitu, defleksi untuk jenis tiang fixed-headed pile perhitungannya sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{H(e+zf)^3}{12EI} \leq 2{,}5 \text{ cm}$$

Dimana:

△ = defleksi pada tiang pancang (cm)
H = Gaya lateral (kg)
e = jarak antara gaya lateral dan muka tanah (cm)
E = modulus elastisitas tiang (ton/m2)
I = momen inersia tiang (cm^4)

Dalam perhitungan defleksi diatas, dibutuhkan data – data sebagai berikut :

H = 7911,24 kg
e = 0 cm

zf = 1,8 T
= 1,8 $(EI/nh)^{1/5}$
= 772,02 cm
f'c = 52 MPa
E = $4700\sqrt{f'c}$
= 338921,82 kg/cm^2
I = 1527869,6 cm^4
Dari data diatas, didapatkan nilai defleksi yang terjadi :

$$\Delta = \frac{H(e+zf)^3}{12EI}$$

$$= \frac{7911{,}24\ (0 + 772{,}02)^3}{12 \times 338921{,}82 \times 1527869{,}6}$$

= 0,586 cm
Cek kemampuan defleksi :

$\Delta < \Delta_{izin}$
0,586 cm < 2,5 cm .....Oke

Tabel 4.19 Rekapitulasi Kontrol Defleksi

Load Case/Combo	H max	E	I	e	Zf	Δ	Δ izin	Kontrol
	kg					cm	cm	
0.6D + 0.7Ex	7868,25	338922	1527869,6	0	772,02	0,5826	2,5	Oke
0.6D + 0.7Ey	6826,53	338922	1527869,6	0	772,02	0,5055	2,5	Oke
1D	70,39	338922	1527869,6	0	772,02	0,0052	2,5	Oke
1D+0,7Ex	7896,41	338922	1527869,6	0	772,02	0,5847	2,5	Oke
1D+0.75L	85,22	338922	1527869,6	0	772,02	0,0063	2,5	Oke
1D+0.75L+0.7Ex	7911,24	338922	1527869,6	0	772,02	0,5858	2,5	Oke
1D+0.75L+0.7Ey	6779,48	338922	1527869,6	0	772,02	0,502	2,5	Oke
1D+0.7Ey	6726,79	338922	1527869,6	0	772,02	0,4981	2,5	Oke
1D+1L	90,17	338922	1527869,6	0	772,02	0,0067	2,5	Oke

Kontrol Terhadap Momen
M_{crack} = 40000 kg.m
L/T = 6,76
P = 7911,24 kg
Dari grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile maka didapatkan Fm = 0.9
M_{max} = Fm x P x T
= 0,9 x 7911,24 x 428,9

= 3140339,79 kg.cm
= 31403,39 kg.m

Cek kemampuan momen :

M_{max} < $M_{crack\ bahan}$

31403,39 kg.m < 40000 kg.m ….. Oke

Tabel 4.20 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral

Load Case/Combo	P	Fm	T	M max	M crack	Kontrol
	kg		cm	kg.m	kg.m	
0.6D + 0.7Ex	7868,25	0,9	4,29	30372,32	40000	Oke
0.6D + 0.7Ey	6826,53	0,9	4,29	26351,17	40000	Oke
1D	70,39	0,9	4,29	271,7133	40000	Oke
1D+0,7Ex	7896,41	0,9	4,29	30481,02	40000	Oke
1D+0.75L	85,22	0,9	4,29	328,9587	40000	Oke
1D+0.75L+0.7Ex	7911,24	0,9	4,29	30538,27	40000	Oke
1D+0.75L+0.7Ey	6779,48	0,9	4,29	26169,55	40000	Oke
1D+0.7Ey	6726,79	0,9	4,29	25966,16	40000	Oke
1D+1L	90,17	0,9	4,29	348,0663	40000	Oke

4.5.2 Perencanaan Poer pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data – data perencanaan poer :

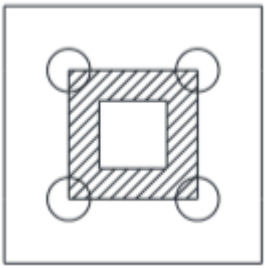
Pu = 660778,55 kg
P_{max} = 194766,16 kg
n = 4
F'c = 30 MPa
Fy = 420 MPa
λ = 1 (beton normal)

Dimensi poer = 3,6 m x 3,6 m x 1,2 m
D tulangan = 25 mm
Selimut beton = 50 m
Tinggi efektif =
dx = 1200 – 50 – ½ 25
= 1137,5 mm
dy = 1200 – 50 – ½ 25 – 25
= 1112,5 mm

4.5.2.1 Kontrol Geser Ponds

Kontrol geser pada ponds ditinjau jika terjadi akibat kolom dan akibat tiang pancang dengan perhitungan sebagai berikut :

- Akibat Kolom



Gambar 4.83 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi,sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$

$$V_{c2} = 0{,}083\left(\frac{a_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$

$$V_{c3} = 0{,}333\ \lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$

Dimana :

αs = 20 untuk kolom sudut,
= 30 untuk kolom tepi,
= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
= 1250/1250
= 1

bo = keliling penampang kritis

$= 2\ (b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$
$= 2\ (1250 + 1137{,}5) + 2(1250 + 1137{,}5)$
$= 9550$ mm

Dari data diatas, maka didapatkan nilai Vc sebagai berikut :

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$
$$= 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{30}\ x\ 9550\ x\ 1137{,}5$$
$$= 30344890{,}9\ N$$
$$V_{c2} = 0{,}083\left(\frac{a_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$
$$= 0{,}083\left(\frac{40\ x\ 1137{,}5}{9550}+2\right)1\sqrt{30}\ x\ 9550\ x\ 1137{,}5$$
$$= 33405858{,}95\ N$$
$$V_{c3} = 0{,}333\ \lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$$
$$= 0{,}333\ x\ 1\sqrt{30}\ x\ 9550\ x\ 1137{,}5$$
$$= 19813428{,}76\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas, maka digunakan Vc terkecil yaitu Vc = 19813428,76 N atau Vc = 2019717,509 kg.

Cek kemampuan kapasitas geser

$P_u - ¾\ P_u < \varphi\ V_c$

165194,63 kg < 1514788,13 kg ….. Oke

- <u>Akibat Tiang Pancang</u>

Gambar 4.84 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

= 1250/1250
= 1

bo = keliling penampang kritis
= (0,25 x π x (800 + 1137,5))
= 1521,7 mm

Dari data diatas, maka didapatkan nilai Vc sebagai berikut :

$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$

$= 0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{30}\ x\ 1521{,}7\ x\ 1137{,}5$

$= 4835192{,}86\ N$

$V_{c2} = 0{,}083\left(\frac{a_s\ d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$

$= 0{,}083\left(\frac{40\ x\ 1137{,}5}{9550}+2\right)1\sqrt{30}\ x\ 1521{,}7\ x\ 1137{,}5$

$= 25102702{,}33\ N$

$V_{c3} = 0{,}333\ \lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_o\ x\ d$

$= 0{,}333\ x\ 1\sqrt{30}\ x\ 1521{,}7\ x\ 1137{,}5$

$= 3157096{,}514\ N$

Dari ketiga nilai Vc diatas, maka digunakan Vc terkecil yaitu Vc = 3157096,514 N atau Vc = 321824,3134 kg.

Cek kemampuan kapasitas geser :

$P_u < \varphi V_c$

191630,47 kg < 241368,24 kg ….. Oke

4.5.2.2 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.

dx = 1250 – 50 – ½ 25
= 1137,5 mm

dy = 1250 – 50 – ½ 25 – 25

$= 1112,5 \text{ mm}$

$$\beta 1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c - 28)}{7}$$

$$= 0.85 - 0.05\frac{(30 - 28)}{7}$$

$$= 0,836$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times \beta 1 \times f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0,764 \times 30}{420}\left(\frac{600}{600 + 420}\right)$$

$$= 0,029$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho b$$

$$= 0.75 \times 0,036$$

$$= 0,022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{fy}$$

$$= \frac{1.4}{420}$$

$$= 0,00333$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420}$$

$$= 0,00326$$

Dari kedua nilai diatas, maka digunakan nilai $\rho_{min} = 0,00333$.

$$m = \frac{fy}{0,85\, f'c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

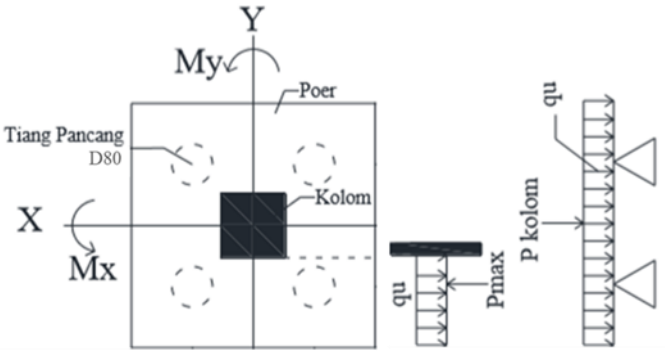
$$= 16,47$$

A. Penulangan Arah X

Pada penulangan arah X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur yaitu :

1. Poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.
2. Poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Berikul ilustrasi analisis penulangan poer pada Gambar 4.



Gambar 4.85 Pembebanan Poer Kolom Arah Sumbu X

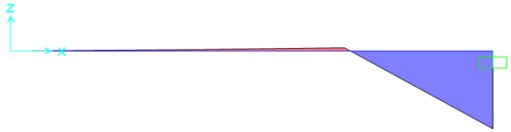
Dalam perencanaan penulangan pada poer maka dibutuhkan data – data sebagai berikut :

P_{max} = 191630,47 kg
P_{kolom} = 660778,55 kg
q = 10368 kg/m
qu = 12441,6 kg/m

Dari modelisasi yang diilustrasikan pada Gambar 4. , maka didapatkan momen yang bekerja akibat permodelan 1 dan 2 sebagai berkut :

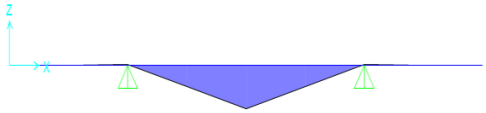
a = 0,8
L = 1,3

M_{u1} $= 2.P_{max}.a - ½.q_{ux}.L^2$
$= 2 \times 191630,47 \times 0,8 - ½ \times 12441,6 \times 1,3^2$
$= 181117,32$ kg.m
$= 1776760865$ N.mm



Gambar 4.86 Bidang Momen Poer Kondisi 1 Sumbu X

M_{u2} $= 215551,19$ kg.m
$= 2114557174$ N.mm



Gambar 4.87 Bidang Momen Poer Kondisi 2 Sumbu X

Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$
$$= \frac{181117,32}{0,9 \times 3,6 \times 1,137^2}$$
$$= 0,424$$

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

$$= \frac{1}{16,47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2 \times 16,47 \times 0,424}{420}}\right)$$

$= 0,000102$

ρ_{pakai} $= 0,0033$
$A_{s\ bawah}$ $= \rho \times b \times d$

= 0,0033 x 1000 x 1137,5
= 3791,67 mm^2

Maka digunakan tulangan D-25

A_{st} = 490,87 mm^2

n = As_{perlu}/ A_{st}
= 3791,67 /490,87
= 7,72 = 8 buah

S = b / n
= 1000/8
= 125 mm

Maka digunakan tulangan lentur D25-100 mm dibagian bawah sisi yang terjadi tarik.

Penulangan Serat Atas

$A_{st\ atas}$ = ½ x $A_{s\ bawah}$
= ½ x 3791,67
= 1895,83 mm^2

Maka digunakan tulangan D-22

A_{st} = 283,53 mm^2

n = As_{perlu}/ A_{st}
= 1895,83 /380,13
= 4,98 = 6 buah

S = b / n
= 1000/6
= 166,67 mm

Maka digunakan tulangan lentur D22-150 mm dibagian bawah sisi yang terjadi tarik.

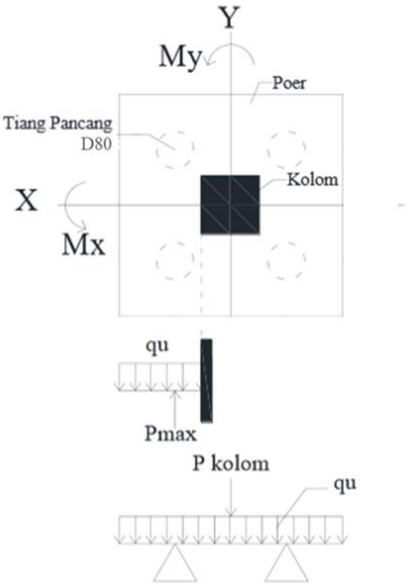
B. Penulangan Arah Y

Pada penulangan arah Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur yaitu :

1. Poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

2. Poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Berikul ilustrasi analisis penulangan poer pada Gambar 4.



Gambar 4.88 Pembebanan Poer Kolom Arah Sumbu Y

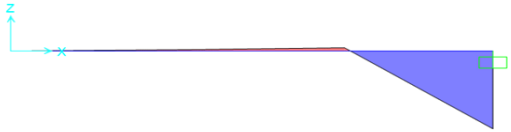
Dalam perencanaan penulangan pada poer maka dibutuhkan data – data sebagai berikut :

P_{max} = 191630,47 kg
P_{kolom} = 660778,55 kg
q = 10368 kg/m
qu = 12441,6 kg/m

Dari modelisasi yang diilustrasikan pada Gambar 4. , maka didapatkan momen yang bekerja akibat permodelan 1 dan 2 sebagai berkut :

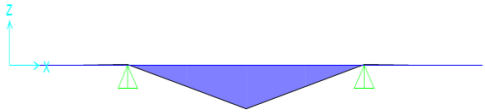
a = 0,8
L = 1,3

M_{u1} = $2.P_{max}.a - ½.q_{ux}.L^2$
= 2 x 191630,47 x 0,8 – ½ x 12441,6 x $1,3^2$
= 181117,32 kg.m
= 1776760865 N.mm



Gambar 4.89 Bidang Momen Poer Kondisi 1 Sumbu Y

M_{u2} = 215551,19 kg.m
= 2114557174 N.mm



Gambar 4.90 Bidang Momen Poer Kondisi 2 Sumbu Y

Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$

$$= \frac{181117,32}{0,9 \times 3,6 \times 1,112^2}$$

$$= 0,424$$

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

$$= \frac{1}{16,47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2 \times 16,47 \times 0,424}{420}}\right)$$

$$= 0,00102$$

ρ_{pakai} = 0,0033
$A_{s\ bawah}$ = ρ x b x d

= 0,0033 x 1000 x 1137,5
= 3791,67 mm^2

Maka digunakan tulangan D-25

A_{st} = 490,87 mm^2

n = As_{perlu}/ A_{st}
= 3791,67 /490,87
= 7,72 = 8 buah

S = b / n
= 1000/8
= 125 mm

Maka digunakan tulangan lentur D25-100 mm dibagian bawah sisi yang terjadi tarik.

Penulangan Serat Atas

$A_{st\ atas}$ = ½ x $A_{s\ bawah}$
= ½ x 3791,67
= 1895,83 mm^2

Maka digunakan tulangan D-22

A_{st} = 283,53 mm^2

n = As_{perlu}/ A_{st}
= 1895,83 /380,13
= 4,98 = 6 buah

S = b / n
= 1000/6
= 166,67 mm

Maka digunakan tulangan lentur D22-150 mm dibagian bawah sisi yang terjadi tarik.

4.5.3 Perencanaan Kolom Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi kolom = 125/125 cm
Tebal decking (d') = 40 mm
Mutu tulangan (fy) = 420 MPa

Mutu beton (f'c) = 30 MPa

4.5.3.1 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan dengan program bantu SAP 2000 diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$P_{u\,max}$ = 892947,95 kg
$V_{u\,max}$ = 13180,36 kg
$T_{u\,max}$ = 898,87 kg.m
M_x = 76627,29 kg.m
M_y = 25055,15 kg.m

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar > Ag x f'c/10, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
  1250 mm > 300 mm ….Oke
- Rasio dimensi lebih besar dari 0,4.
  Rasio b/h = 1250/1250 = 1
  Maka rasio b/h > 0,4 …..Oke

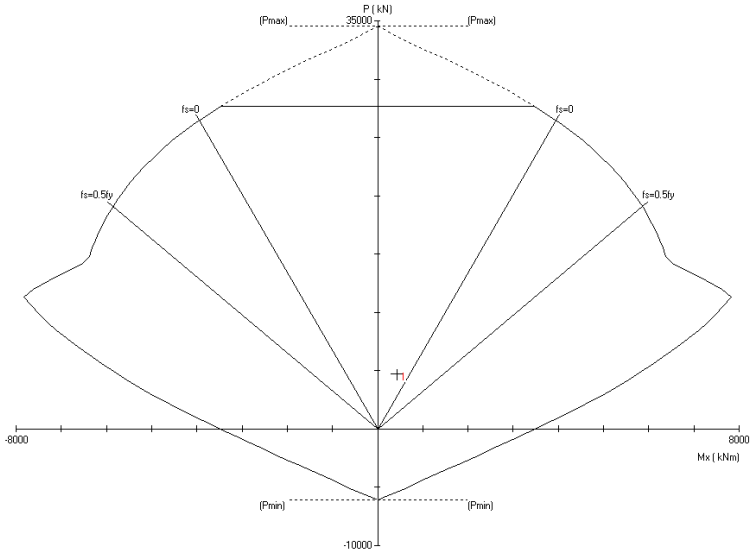
Dari hasil program bantu didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar yaitu =

$$8765{,}18\ \text{kN} > 1250 \times 1250 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000}$$

8765,18 kN > 4687,5 kN

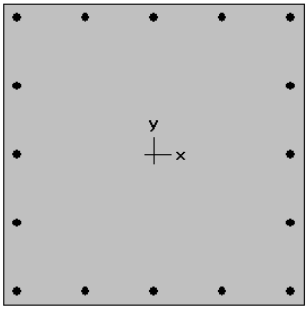
4.5.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom

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



Gambar 4.91 Diagram interaksi kolom 125/125

Diagram interaksi antara axial dan momen menunjukan kekuatan kolom masih memenuhi kebutuhan untuk menerima beban berfaktor. Dari hasil program bantu, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah 16D36. Rasio tulangan yang didapatkan 1,03%.



Gambar 4.92 Hasil Penulangan SP Column

4.5.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2. Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

A_{st} = 16292,57 mm^2

A_g = 1562500 mm^2

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D36, dengan rasio tulangan = 1,03%.

Cek rasio tulangan

0.01 Ag < As < 0.06 Ag

15625 mm^2 < 16293 mm^2 < 93750 mm^2 ….. Oke

4.5.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

P_u = 892947,95 kg

$\emptyset$ =0,65

A_g = 1250 x 1250 = 1562500 mm^2

A_{st} = 16 .¼.π.D^2

= 16292,57 mm^2

$$\emptyset P_n = 0{,}85\,\emptyset\left(0{,}85\,f'c\left(A_g - A_{st}\right) + fy\,(A_{st})\right)$$

$$= 0{,}85 \times 0{,}65\left(0{,}85 \times 30(1546207{,}43) + 420\,(16292{,}57)\right)$$

= 25564821,11 N

= 2605996,04 kg

Cek kemampuan gaya aksial

$P_u < \emptyset P_n$

892947,95 kg < 0,85 x 3065877,69 kg

892947,95 kg < 2605996,04 kg ….. Oke

Maka, berdasarkan kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor sesuai persyaratan.

4.5.3.5 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1. dengan perumusan sebagai berikut :

F_s = 1,25×Fy
= 1,25×420
= 525 Mpa
L_n = 1000 mm
M_{pr} = 8289 kNm
= 8289000 kNmm

$$Vex = \frac{2\times Mpr}{Ln}$$
$$= \frac{2 \times 8289000}{1000}$$
= 16578 kN
= 1688875,31 kg

Cek kemampuan gaya tekan terhadap gaya geser

Vex > Vu

1688875,31 kg > 13180,36 kg ….. Oke

4.5.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang Lo harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3. Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis.

Jarak Tulangan Maksimum

- ¼ b_{kolom} = ¼ x 1250
  = 312,5 mm
- 6 db = 6 x 36
  = 216 mm

- 100 mm ≤ S ≤ 150 mm
- $S_o = 100 + \frac{350 - (hx)}{3} = 119,17$

Sehingga digunakan jarak tulangan didaerah sendi plastis 110 mm. $A_{sh\ min}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

b_{cx} = 1250 – 2 x 40
= 1170 mm

A_{ch} = $(1250 – 2 \times 40 – 2 \times 12)^2$
= 1313316 mm^2

$$A_{shx} = 0,3 \frac{s.b_c.f'c}{fy} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \frac{110 \times 1170 \times 30}{420} \left(\frac{1562500}{1313316} - 1 \right)$$

= 569,56 mm^2

$$A_{sh1} = 0,09 \frac{s.b_c.f'c}{fy}$$

$$= 0,09 \frac{110 \times 1170 \times 30}{420}$$

= 827,36 mm^2 (menentukan)

Sehingga digunakan D12-150, maka didapatkan A_{sh} = 905,143 mm^2 , maka nilai tersebut dikontrol terhadap nilai A_{sh1} sebagai berikut :

$A_{sh} > A_{sh1}$

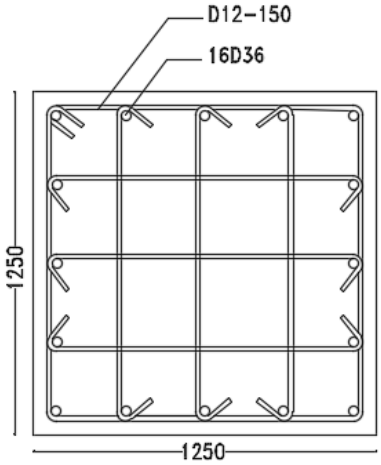
905,143 mm^2 > 827,36 mm^2

Pemasangan tulangan dilakukan diluar daerah sendi plastis.

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

- 6 x db = 6 x 36 = 216 mm
- 150 mm

Maka dipakai s = 150 mm; sehingga menjadi 8D12-150.



Gambar 4.93 Penulangan Kolom

4.5.4 Perencanaan Sloof Pondasi

Balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof	= 450 mm x 650 mm
Mutu beton (f'c)	= 30 MPa
Mutu baja (fy)	= 420 MPa
Tulangan utama	= D22
Tulangan sengkang	= Ø10
Selimut beton	= 40 mm
Bentang	= 5,6 m
Gaya aksial kolom	= 892947,95 kg
Pu Sloof (10%)	= 10% x 892947,95 kg
	= 89294,795 kg

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof didesain sebagai pengikat horizontal antara poer yang diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450.

$$\frac{L}{20} = \frac{5600}{20} = 280 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Pada perencanaan dimensi balok sloof, didapatkan dimensi terkecil dari perencanaan adalah 450 mm. oleh karena itu, dimensi perencanaan telah memenuhi kriteria persyaratan diatas.

4.5.4.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof diakibatkan beban yang diterima diantaranya beban aksial dan lentur, sehingga penulangan pada sloof seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini :

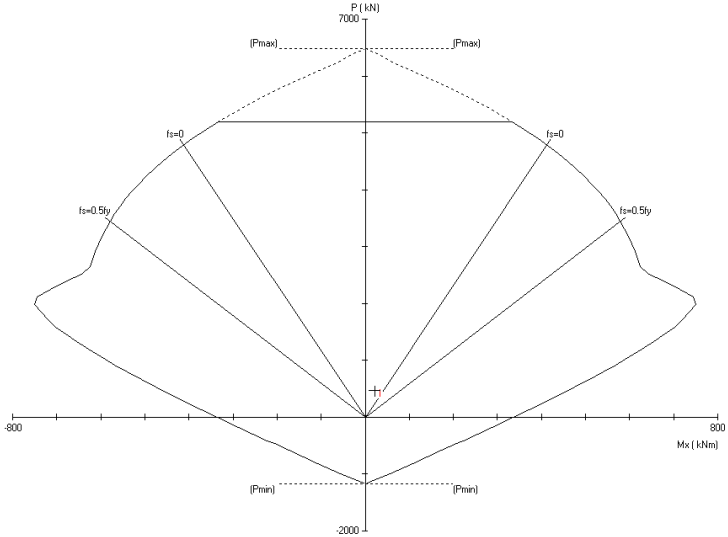
q_d = 0,45 x 0,65 x 2400
= 702 kg/m

q_u = 1,2 x q_d
= 1,2 x 702 kg/m
= 842,4 kg/m

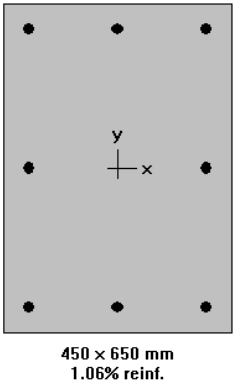
$M_{u\ tumpuan}$ = 1/12 x q_u x l^2
= 1/12 x 842,4 x $5,6^2$
= 2201,47 kg.m
= 21,596 kNm

$P_{u\ sloof}$ = 89294,795 kg
= 874,52 kN

Dari data diatas dilakukan analisis menggunakan SpColumn :



Gambar 4.94 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4.95 Hasil Penulangan Sloof dengan SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

ρ = 1,06%

= 0,0106

Dipasang tulangan = 8 D22 (A_s = 3096 mm^2)

Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

- 2 x selimut beton = 2 x 40 mm = 80 mm
- 2 x sengkang = 2 x 10 mm = 20 mm
- 3 x D22 = 3 x 22 mm = 66 mm
- 2 x jarak = 2 x 25 mm = 50 mm

Sehingga total lebar sloof = 216 mm

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.5.4.2 Penulangan Geser Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

Ag = 450 mm x 650 mm
= 292500 mm^2

d = 650 – 40 – 10 – 22/2
= 589 mm

$$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{P_u}{14.A_g}\right)\lambda\sqrt{f'c}\ x\ b_w x\ d$$

$$= 0{,}17\left(1+\frac{89294{,}795}{14\ x\ 292500}\right)1\sqrt{30}\ x\ 450x\ 589$$

= 252177,09 N
= 25682,56 kg

Vu = ½ . q_u . L
= ½ x 842,4 x 5,6
= 2358,72 kg

Cek kebutuhan tulangan geser

$V_u < \emptyset\ V_c$

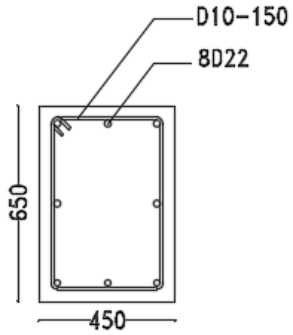
2358,72 kg < 0,75 x 25682,56 kg
2358,72 kg < 19261,92 kg

Dari perhiungan diatas, maka tidak diperlukan adanya tulangan geser.

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari :

- d/2 = 589/2
  = 294,5 mm
- s = 300 mm

Sehingga dipasang sengkang Ø10 – 150 mm.



Gambar 4.96 Penulangan Pada Sloof

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V
PENUTUP

5.1 Simpulan

Dari hasil perencanaaan, analisa, dan perhitungan struktur yang telah dilakukan pada gedung Apartemen Gunawangsa, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil Perencanaan Struktur Sekunder :
   a. Pelat Atap dan Pelat Lantai menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan ketebalan 0,75 mm dengan tebal pelat beton 9 cm.
   b. Dimensi balok anak pada lantai 2-25 menggunakan Baja BJ-41 menggunakan profil WF 300.150.5,5.8.
   c. Dimensi balok anak pada lantai atap menggunakan Baja BJ-41 menggunakan profil WF 300.150.5,5.8
   d. Perencanaan tangga menggunakan pelat anak tangga dengan tebal 4 mm, pelat pengaku dengan profil L 50×50×7, pelat bordes dnegan tebal 6 mm, Balok utama tangga dengan profil WF 250.125.5.8, Balok bordes dengan profil WF 100.50.5.7, dan balok penumpu tangga dengan profil WF 300.150.5,5.8.
   e. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 450.200.9.14.
2. Analisa SAP2000 untuk permodelan telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum dan kontrol simpangan antar lantai (drift) di Surabaya telah memenuhi syarat**.**
3. Hasil Perencanaan Struktur Primer :
   a. Link yang direncanakan merupakan link pendek (*Short Link*). Link memanjang menggunakan profil WF 600.300.12.17, dan link melintang menggunakan profil WF 500.300.11.18.
   b. Pengaku link direncanakan memiliki tebal 10 mm.

c. Balok di luar link menggunakan mutu BJ-41. Balok diluar link memanjang menggunakan profil WF 600.300.12.17 dan balok diluar link melintang menggunakan profil WF 500.300.11.18.
d. Bresing direncanakan menggunakan profil WF 250.250.11.11.
e. Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 600.300.12.17, dan balok induk melintang direncanakan menggunakan profil WF 500.300.11.18.
f. Kolom direncanakan dengan menggunakan tipe CFT (*Concrete Filled Tube*) dengan dimensi lantai 2-6 CFT 1000.1000.30, lantai 7-11 CFT 800.800.28, lantai 12-16 CFT 700.700.28, lantai 17-21 CFT 600.600.28, dan lantai 22-Atap CFT 400.400.28.

4. Hasil Perencanaan Perhitungan Sambungan :
   a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah dan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
   b. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 4 buah dan 4 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
   c. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm A325. Dan Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 4M8 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3 mm.
   d. Sambungan bresing menggunakan pelat buhul dengan ketebalan 11 mm yang disambung pada badan profil bresing dengan baut 6M16 mutu A490 dan pelat dengan tebal 10 mm, selain itu pelat buhul juga disambungkan pada bagian sayap bresing dengan menggunakan pelat siku L 60.60.10 dengan baut 10M16 mutu A490 disisi sayap bresing dan 5M22 mutu A490 disisi pelat buhul. Pelat buhul juga

disambungkan dengan balok diluar link dengan ketebalan las 11 mm. bresing juga disambungkan dengan las sudut ketebalan 7,5 mm pada kolom dan balok induk.

e. Sambungan link dengan balok diluar link menggunakan sambungan baut 10M20 mm dengan las sudut 11 mm.
f. Sambungan Balok Induk dan kolom digunakan las sudut dan pelat dengan ketebalan 20 mm. Sambungan balok induk memanjang dan kolom menggunakan 6M19 mm dan las sudut 5 mm. Sambungan pelat dengan sayap pada balok induk menggunakan baut 12M27 dengan mutu A490. Sambungan balok induk melintang dengan kolom menggunakan 6M19 mm dan las sudut 5 mm. Sambungan pelat dengan sayap pada balok induk menggunakan baut 12M27 dengan mutu A490.
g. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut 10 mm dan pelat dengan tebal 40 mm.
h. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1200 x 1200 mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M20 8 buah.

5. Hasil Perhitungan Struktur Bawah :
   a. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Wika Beton Precast dengan diameter 800 mm dengan mencapai kedalaman -27 m.
   b. Penulangan poer menggunakan D22-150 & D25-100 mm.
   c. Dimensi kolom pedestal sebesar 125/125 cm menggunakan jumlah tulangan 16D36.
   d. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

5.2 Saran

Saran untuk perencanaan pada tuga`s akhir ini adalah :

1. Pemilihan profil pada struktur dapat ditinjau berdasarkan berat profil yang akan mempengaruhi berat total struktur.

2. Diharapkan perencanaan bangunan Gedung dengan system rangka bresing eksentris dapat diterapkan dengan luas pada perencanaan gedung di Indonesia.
3. Kontrol terhadap permodelan struktur pada program bantu harus sangat diperhatikan karena akan mempengaruhi hasil desain.
4. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan dilapangan, diperlukan pemeriksaan detaildetail pada sambungan agar sambungan tidak collapse terlebih dahulu.

DAFTAR PUSTAKA

Alfirdaus, A. P., Dapas, S. O., & Handono, B. D. (2019). Evaluasi Teknis Penggunaan Kolom Komposit Baja Beton Pada Bangunan Bertingkat Banyak. *Jurnal Sipil Statik*.

American Institute of Steel Construction. (2010). *AISC 341-10 : Seismic Provisions for Structural Steel Building.* Chicago : American Institute of Steel Construction.

Aulia, F., Suswanto, B., Amalia, A. R., & Isdarmanu. (2018). Studi Prilaku Struktur Eccentrically Braced Frame (EBF) Akibat Beban Gempa dan Beban Siklik. *Jurnal Rekayasa Teknik Sipil Universitas Madura*.

Badan Nasional Penanggulangan Bencana. (2019, November Kamis). Retrieved from http://bnpb.cloud/dibi/

Badan Standardisasi Nasional . (2013). *SNI 1727-2013 : Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.* Jakarta: Badan Standardisasi Nasional .

Badan Standardisasi Nasional. (2012). *SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung* . Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. (2015). *SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural* . Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. (2002). *SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung.* Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. (2013). *SNI 2847-2013 : Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.* Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Dewobroto, W. (2018). Tren Konstruksi Baja dalam Mendukung Pekerjaan Infrastruktur di Indonesia. *Jurnal Teknik Sipil Universitas Pelita Harapan.*

Dharma, B. W., Hidayat, M. T., & N., C. R. (2018). Perencanaan Alternatif Struktur Komposit Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan Teknik Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. *Jurnal Teknik Sipil Universitas Brawijaya*.

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan . (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.* Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. .

Faizah, R. (2015). Pengaruh Frekuensi Gempa Terhadap Respons Bangunan Bertingkat. *Seminar Nasional Teknik Sipil*.

Is, S., Zardi, M., & Mahathir, N. (2019). Desain Ulang Balok dan Kolom Komposit. *Jurnal Teknik Sipil Unaya*.

Marino, S., & Tsuda, K. (2003). Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan. *Earthquake Engineering and Engineening Seismology*.

Moestopo, M., & Panjaitan, M. A. (2012). Kajian Eksperimental Peningkatan Kinerja Link Geser pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik. *Jurnal Teknik Sipil*.

Musbar, B. B. (2015). Analisis Numerik Link Panjang dengan Penambahan Pelat Sayap Tepi terhadap Peningkatan Kinerja Struktur Rangka Baja Berpengaku Eksentrik . *Jurnal Teknik Sipil*.

Nidiasari, & Budiono, B. (2010). *Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris.* Seminar dan Pameran HAKI.

Pagehgiri, J. (2015). Analisis Penggunaan Pondasi Mini Pile Dan Pondasi Borpile Terhadap Biaya Dan Waktu Pelaksanaan Pembangunan Ruang Kelas Smpn 10 Denpasar. *Jurnal Teknik Sipil*.

Rantung, C. M., Sumajouw, M. D., & Windah, R. S. (2014). Evaluasi Balok Dan Kolom Pada Rumah Sederhana. *Jurnal Sipil Statik*.

Setiawan, A. (2002). *Perencanaan Struktur dengan Metode LRFD.* Semarang: Erlangga.

Setiyawan, Setiawan, I., & Somantri, L. (2011). *Pemanfaatan Sistem Informasi Geografis Untuk Zonasi Tingkat Kerawanan Bencana Letusan Gunung Api Tangkuban Parahu*. Bandung: Jurusan Pendidikan Geografi FPIPS UPI.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

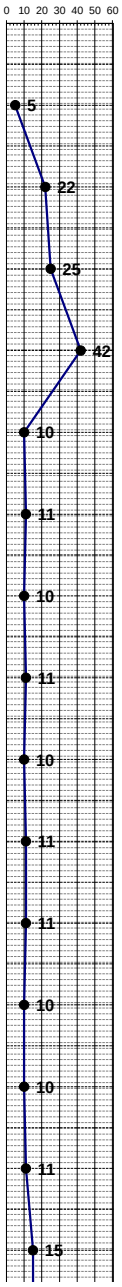
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. ESKAPINDO MATRA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO	MULAI	=	31 JANUARI 2019
TITIK BOR	=	BH-1	SELESAI	=	2 PEBRUARI 2019
MUKA AIR TANAH	=	-1.00 METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test: N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00	-1.00			PASIR KERIKIL BATU	COKLAT	VERY SOFT TO SOFT	SPT 0 s/d 5			-2.00 -2.50	SPT 1	5	1	2	3	5
2.00	-2.00	-2.00			SIRTU												
3.00	-3.00	-3.00			LEMPUNG PASIR KERIKIL		VERY STIFF	SPT = 22			-4.00 -4.50	SPT 2	22	6	10	12	22
4.00	-4.00	-4.00			LEMPUNG LANAU												
5.00	-5.00	-5.00			PASIR	ABU - ABU	VERY STIFF	SPT = 25	-4.50 -5.00	UD 01	-6.00 -6.50	SPT 3	25	5	11	14	25
6.00	-6.00	-6.00															
7.00	-7.00	-7.00			PASIR KASAR	ABU - ABU	MEDIUM TO HARD	SPT 10 s/d 42			-8.00 -8.50	SPT 4	42	11	16	26	42
8.00	-8.00	-8.00															
9.00	-9.00	-9.00							-9.50 -10.00	UD 02	-10.00 -10.50	SPT 5	10	2	5	5	10
10.00	-10.00	-10.00															
11.00	-11.00	-11.00			LEMPUNG	ABU - ABU	MEDIUM	SPT 10 s/d 11			-12.00 -12.50	SPT 6	11	3	5	6	11
12.00	-12.00	-12.00															
13.00	-13.00	-13.00									-14.00 -14.50	SPT 7	10	2	4	6	10
14.00	-14.00	-14.00							-14.50 -15.00	UD 03							
15.00	-15.00	-15.00									-16.00 -16.50	SPT 8	11	2	5	6	11
16.00	-16.00	-16.00															
17.00	-17.00	-17.00									-18.00 -18.50	SPT 9	10	2	4	6	10
18.00	-18.00	-18.00															
19.00	-19.00	-19.00							-19.50 -20.00	UD 04	-20.00 -20.50	SPT 10	11	2	5	6	11
20.00	-20.00	-20.00															
21.00	-21.00	-21.00			LEMPUNG	ABU - ABU	MEDIUM TO STIFF	SPT 10 s/d 15			-22.00 -22.50	SPT 11	11	3	5	6	11
22.00	-22.00	-22.00															
23.00	-23.00	-23.00									-24.00 -24.50	SPT 12	10	4	4	6	10
24.00	-24.00	-24.00							-24.50 -25.00	UD 05							
25.00	-25.00	-25.00									-26.00 -26.50	SPT 13	10	3	5	5	10
26.00	-26.00	-26.00															
27.00	-27.00	-27.00									-28.00 -28.50	SPT 14	11	3	5	6	11
28.00	-28.00	-28.00															
29.00	-29.00	-29.00									-30.00 -30.50	SPT 15	15	5	7	8	15
30.00	-30.00	-30.00															



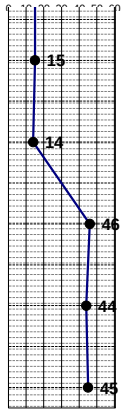
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. ESKAPINDO MATRA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN SIMPANG SHUSUN TOL WARU - SIDOARJO	MULAI	=	31 JANUARI 2019
TITIK BOR	=	BH-1	SELESAI	=	2 PEBRUARI 2019
MUKA AIR TANAH	=	-1.00 METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm (15 cm)	Blows per each 15 cm (15 cm)	Blows per each 15 cm (15 cm)	N - Value
31.00	-31.00	-31.00															
32.00	-32.00	-32.00			LEMPUNG	ABU - ABU	VERY STIFF TO HARD	SPT 14 s/d 15			-32.00 -32.50	SPT 16	15	5	6	9	
33.00	-33.00	-33.00															
34.00	-34.00	-34.00									-34.00 -34.50	SPT 17	14	4	6	8	
35.00	-35.00	-35.00															
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG LANAU PASIR HALUS KERIKIL	ABU - ABU GELAP	HARD	SPT = 46			-36.00 -36.50	SPT 18	46	9	20	26	
37.00	-37.00	-37.00															
38.00	-38.00	-38.00			LANAU PASIR HALUS	ABU - ABU GELAP	HARD	SPT 44 s/d 45			-38.00 -38.50	SPT 19	44	8	19	25	
39.00	-39.00	-39.00															
40.00	-40.00	-40.00									-40.00 -40.50	SPT 20	45	9	20	25	
		END OF BORING															



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

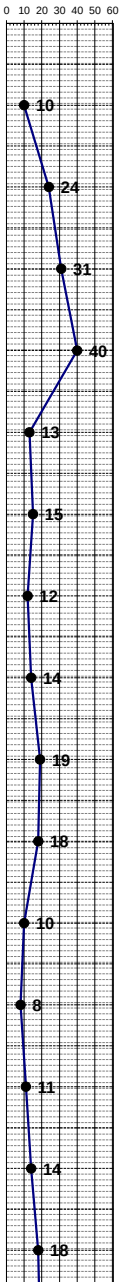
DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. ESKAPINDO MATRA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO	MULAI	=	27 JANUARI 2019
TITIK BOR	=	BH-2	SELESAI	=	30 JANUARI 2019
MUKA AIR TANAH	=	-1.00 METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	JALAN TOL WARU - SIDOARJO			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks
0.00	0.00				START OF BORING			
1.00	-1.00	-1.00			PASIR KERIKIL BATU	COKLAT		SPT 0 s/d 10
2.00	-2.00	-2.00			LEMPUNG PASIR KERIKIL			
3.00	-3.00	-3.00						SPT = 24
4.00	-4.00	-4.00			LEMPUNG LANAU			
5.00	-5.00	-5.00				ABU - ABU		
6.00	-6.00	-6.00			PASIR			SPT = 31
7.00	-7.00	-7.00				ABU - ABU		SPT = 40
8.00	-8.00	-8.00						
9.00	-9.00	-9.00						
10.00	-10.00	-10.00			LEMPUNG	ABU - ABU		SPT 12 s/d 19
11.00	-11.00	-11.00						
12.00	-12.00	-12.00						
13.00	-13.00	-13.00						
14.00	-14.00	-14.00						
15.00	-15.00	-15.00						
16.00	-16.00	-16.00						
17.00	-17.00	-17.00						
18.00	-18.00	-18.00						
19.00	-19.00	-19.00						
20.00	-20.00	-20.00						
21.00	-21.00	-21.00			LEMPUNG	ABU - ABU		SPT 8 s/d 18
22.00	-22.00	-22.00						
23.00	-23.00	-23.00						
24.00	-24.00	-24.00						
25.00	-25.00	-25.00						
26.00	-26.00	-26.00						
27.00	-27.00	-27.00						
28.00	-28.00	-28.00						
29.00	-29.00	-29.00						
30.00	-30.00	-30.00						

UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test				
					Blows per each 15 cm			N - Value
Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	15 cm	15 cm	15 cm	
-4.50 -5.00	UD 01	-2.00 -2.50	SPT 1	10	3	4	6	10
-9.50 -10.00	UD 02	-4.00 -4.50	SPT 2	24	5	9	15	24
-14.50 -15.00	UD 03	-6.00 -6.50	SPT 3	31	6	13	18	31
-19.50 -20.00	UD 04	-8.00 -8.50	SPT 4	40	10	12	28	40
-24.50 -25.00	UD 05	-10.00 -10.50	SPT 5	13	3	5	8	13
		-12.00 -12.50	SPT 6	15	4	6	9	15
		-14.00 -14.50	SPT 7	12	3	5	7	12
		-16.00 -16.50	SPT 8	14	3	6	8	14
		-18.00 -18.50	SPT 9	19	3	8	11	19
		-20.00 -20.50	SPT 10	18	4	7	11	18
		-22.00 -22.50	SPT 11	10	3	5	5	10
		-24.00 -24.50	SPT 12	8	3	2	6	8
		-26.00 -26.50	SPT 13	11	4	3	8	11
		-28.00 -28.50	SPT 14	14	3	7	7	14
		-30.00 -30.50	SPT 15	18	3	8	10	18



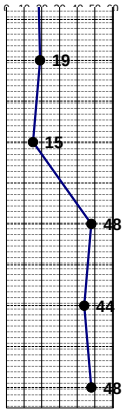
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. ESKAPINDO MATRA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO	MULAI	=	27 JANUARI 2019
TITIK BOR	=	BH-2	SELESAI	=	30 JANUARI 2019
MUKA AIR TANAH	=	-1.00 METER	MASTER BOR	=	HARNO
LOKASI PROYEK	=	JALAN TOL WARU - SIDOARJO			

Remarks.
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm 15 cm	15 cm	15 cm	N - Value
31.00	-31.00	-31.00															
32.00	-32.00	-32.00									-32.00	SPT 16	19	5	7	12	
											-32.50						
33.00	-33.00	-33.00			LEMPUNG	ABU - ABU		SPT 15 s/d 19									
34.00	-34.00	-34.00									-34.00	SPT 17	15	3	5	10	
											-34.50						
35.00	-35.00	-35.00															
36.00	-36.00	-36.00									-36.00	SPT 18	48	10	22	26	
											-36.50						
37.00	-37.00	-37.00			LEMPUNG LANAU	ABU - ABU GELAP											
38.00	-38.00	-38.00						SPT 44 s/d 48			-38.00	SPT 19	44	8	21	23	
											-38.50						
39.00	-39.00	-39.00															
40.00	-40.00	-40.00			LEMPUNG BERPASIR	ABU - ABU					-40.00	SPT 20	48	7	22	26	
											-40.50						
		END OF BORING															



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. ESKAPINDO MITRA
PROYEK : PEMBANGUNAN SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO
LOKASI : SIMPANG SUSUN TOL WARU - SIDOARJO

TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : HARNO, CS

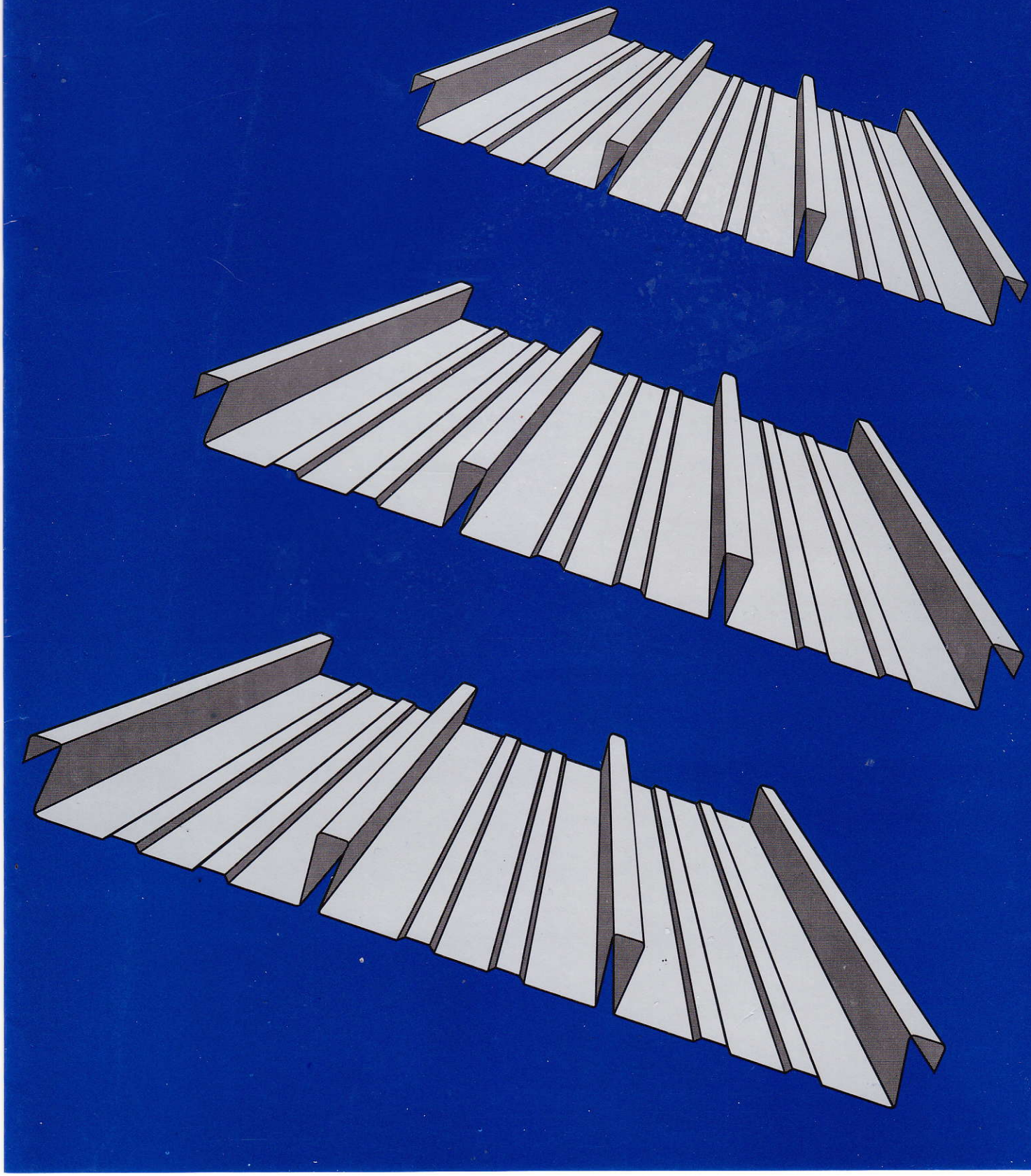
DEPTH	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
(Meter)	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-5.00	2.586	0.867	100.00	33.53	46.44	1.849	1.385	1.849	*	*	*
-10.00	2.614	0.813	100.00	31.10	44.84	1.890	1.442	1.890	*	*	*
-15.00	2.637	1.298	100.00	49.22	56.48	1.712	1.148	1.712	1.08	0.826	1.38E-04
-20.00	2.659	1.252	100.00	47.09	55.60	1.737	1.181	1.737	*	*	*
-25.00	2.603	1.237	100.00	47.52	55.30	1.717	1.164	1.717	*	*	*

DEPTH	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
(Meter)	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	C_u	φ_u	C_d	φ_d	Su (kPa)	Cu	
-5.00	0.00	87.28	12.72	NP	NP	NP	0	36	*	*	*	*	*	*	*
-10.00	0.00	91.47	8.53	NP	NP	NP	0	35	*	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00	6.12	93.88	61.25	30.95	30.30	*	*	0.47	0	*	*	*	*	*
-20.00	0.00	7.25	92.75	63.71	29.57	34.14	*	*	0.52	0	*	*	*	*	*
-25.00	0.00	6.72	93.28	60.59	30.25	30.34	*	*	0.43	0	*	*	*	*	*

REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm^2)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C_d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm^2)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C_u	= Undrained cohesion (kg/cm^2)
				Su	= Strength of vane test (kg/cm^2)
e	= Void ratio	Cc	= Commpression Index	φ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
Gs	= Specific Gravity	Cv	= Coefficient of Consolidation (cm^2/det)	φd	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	φu	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test		
W_c	= Water content (%)				
γ_t	= Moisture density (gr/cc)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)				
γ_d	= Dry density (gr/cc)				

Super Floor Deck®



Super Floor Deck® adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm2), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.
Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m2.

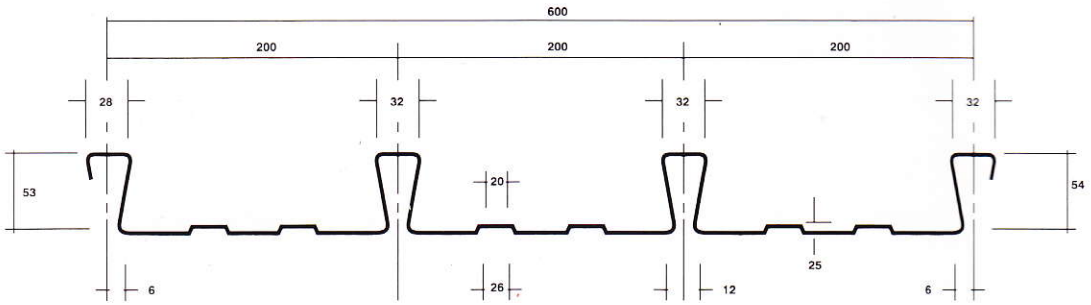
Super Floor Deck® dapat dipesan sesuai panjang yang dIbutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

KEUNGGULAN-KEUNGGULAN *Super Floor Deck*®

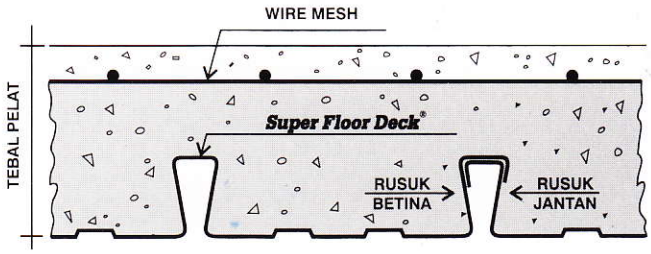
- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberlkan platform kerja yang lebih aman.

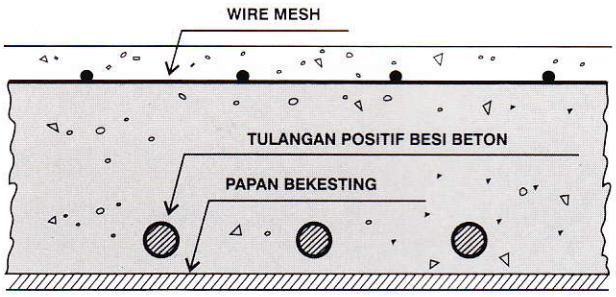
SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran ***Super Floor Deck***®



Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M2 untuk ketebalan 0,75 mm
Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M2



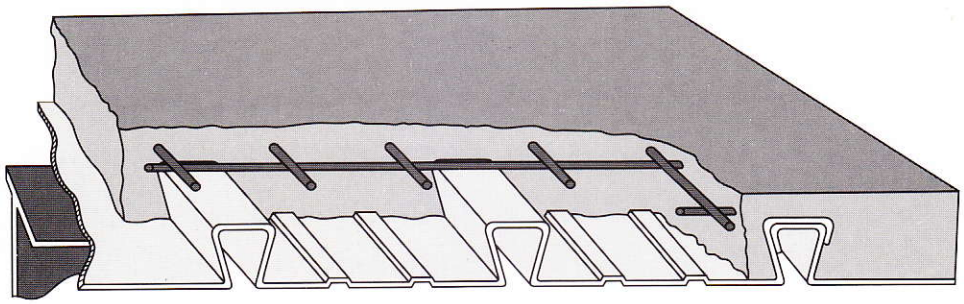


SUPER KOMPOSIT PELAT BETON

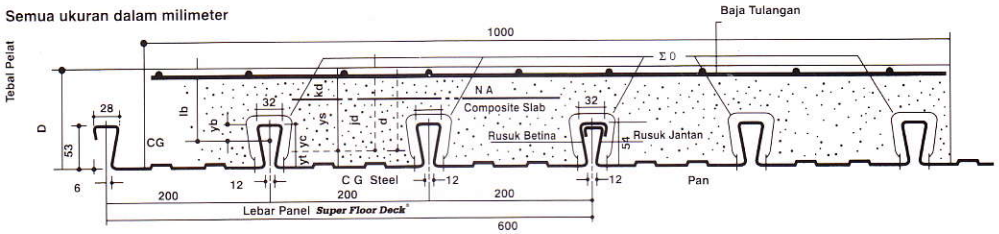
KONVESIONAL PELAT BETON

PERBANDINGAN	Jenis Bekesting	Bentang m	Beban kg/m2	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	***Super Floor Deck***®	4.5	400	11	Tidak Perlu

Super Floor Deck®



PERENCANAAN:
Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan ***Super Floor Deck***® untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan ***Super Floor Deck***® belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG *Super Floor Deck*® PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan — 10 mm Of Bearing	Pertambahan per 10 mm — Increm, Per 10 mm	max	10 mm perletakan — 10 mm Of Bearing	Pertambahan per 10 mm — Increm, Per 10 mm	Max
mm	kg / m²	mm²	mm	mm	10^6 x mm⁴	10^3 x mm³	10^3 x mm³	10^6 x mm⁴	10^3 x mm³	10^3 x mm³	10^6 x mm⁴	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Notes
Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif
In = idem untuk daerah momen negatif
Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)
Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)
Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)
Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)
Ie = momen inersia ekivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus
= Ip (1.26 - 0.26 Ip/In)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF — SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF — DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF — MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT															
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200		300		400		500		600		750		1000		200		300		400		500		600		700		1000			
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Catatan :
- BEBAN MATI (BERAT SENDIRI *Super Floor Deck*® DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

CARA PEMASANGAN

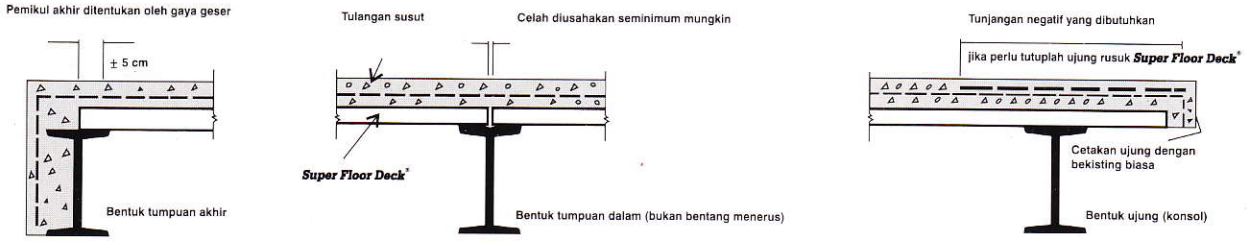
Lembaran ***Super Floor Deck®*** diletakan diatas balok-balok pemikul (beam), baik diatas kontruksi beton maupun pada kontruksi baja, kemudian segera dimatikan/dipakukan atau di-las, jika perletakan di alas kontruksi baja. Hal tersebut untuk menghindari dari geseran perletakan lembaran ***Super Floor Deck®*** pada kedudukannya. Cara perletakan ***Super Floor Deck®*** pada umumnya minimum 5 cm dari bibir balak pemikul. Untuk sambungan arah memanjang, jarak perletakan ***Super Floor Deck®*** satu dengan lainya diusahakan seminimal mungkin. Usahakan perletakan lembaran ***Super Floor Deck®*** bisa menutup dua atau tiga bentangan balok pemikul (continuous span), agar lebih praktis dan menghemat waktu baik dalam pemasangan maupun dalam pengangkutan. Lembaran ***Super Floor Deck®*** pada waktu beton masih basah berfungsi sebagai bekisting dan merupakan lantai kerja paling aman bagi pekerja lainnya. Tapi hindarkan terjadinya pemusatan beban diatas lembaran ***Super Floor Deck®*** yang belum berfungsi tersebut. Disarankan, gunakanlah papan balok kayu untuk lintasan jalan para pekerja.

CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BAJA

Setelah konstruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran ***Super Floor Deck®*** segera dIpasang. Biasanya pada konstruksi baja pemasangan ***Super Floor Deck®*** dengan cara bentang menerus, kemudian dimatikan dengan las listrik atau paku tembak.

Syarat-syarat cara pengikatan

1. Dengan cara pengelasan:
   Pada bagian ujung ***Super Floor Deck®*** dan dibawah kaki rusuk dilas dengan las cantum berdiameter 1 cm. Pada balok pemikul tengah, lembaran dilas pada bagian rata kaki rusuk betina disetiap lembaran ***Super Floor Deck®***. Mutu kawat las yang digunakan berukuran 3,25 mm, dengan baja celulose AC/DC bermutu tinggi. Cara pengelasannya dilakukan dari atas ke bawah.
2. Dengan cara pemakuan:
   Bisa dengan paku keling biasa atau paku tembak. Bisa juga menggunakan paku berdiameter 4 mm. Kalau balok pemikul baja (beam) diperhitungkan sebagai balok T komposit, maka bisa digunakan paku berdiameter 10- 16 mm dilas ke balok baja pemikul dan berfungsi sebagai penahan geser.

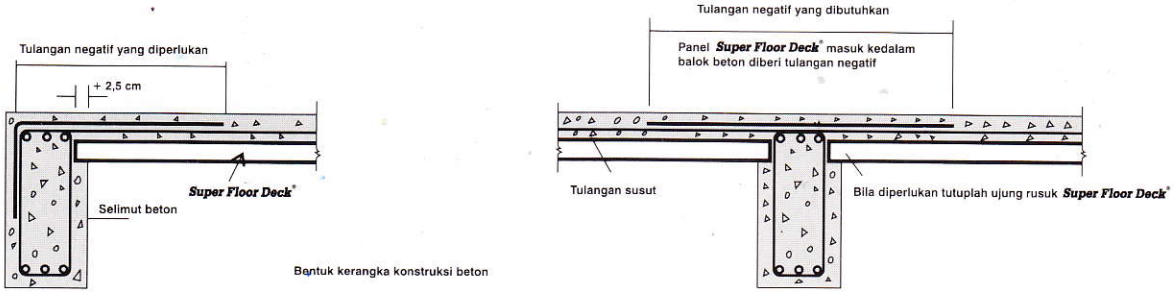


CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran ***Super Floor Deck®*** di atas konstruksi beton pada umumnya dipasang sebagai bentang tunggal karena pengecoran balok dan lantai bersamaan, yaitu untuk menghemat waktu pekerjaan cor dan supaya menghasilkan balok T sesuai perencanaan.

Syarat-syarat cara pengikatan

1. Lembaran ***Super Floor Deck®*** dipasang diantara dua balok pemikul sebagai bentang tunggal. Ada dua cara pemasangan. yaitu lembaran ***Super Floor Deck®*** dimatikan pada balok pemikul yang sudah dicor atau diletakkan di atas papan bekisting balok pemikul/dinding dengan jarak 2,5 cm dari sisi balok, sebelum balok/dinding dicor.
2. Lembaran ***Super Floor Deck®*** dipasang di atas beberapa balok pemikul sebagai bentang menerus. Pada waktu pengecoran balok-balok pemikul, siapkan angkur-angkur atau stek besi yang akan ditanam ke dalam coran beton tadi. ***Super Floor Deck®*** diletakkan setelah dilubangi sesuai dengan jarak angkur-angkur atau stek besi tersebut. Setelah angkur-angkur/stek besi dibengkokkan, selanjutnya pengecoran dilaksanakan.

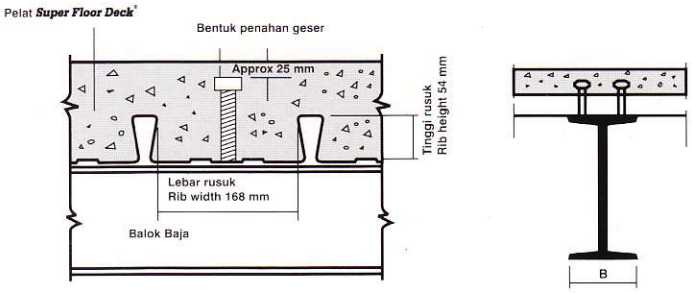


TIANG PENYANGGA SEMENTARA

Sebelum ***Super Floor Deck***® dicor dengan adukan beton, terlebih dahulu disangga oleh tiang penyangga sementara, terbuat dari kayu dolken atau papan, terutama untuk bentang basar. Hal ini untuk menghindari lendutan akibat pembebanan sementara ***Super Floor Deck***® belum berfungsi. Biasanya tiang penyangga sementara ini dilepas setelah beton berumur 7 sampai 14 hari.

PENAHAN GESER

Penahan geser dibutuhkan untuk ikatan antara lantai beton dengan balok pemikul dibawahnya. Terbuat dari basi baton dengan diameter antara 10 sampai 16 mm. Ada juga yang dibuat seeara khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat baton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



TULANGAN SUSUT

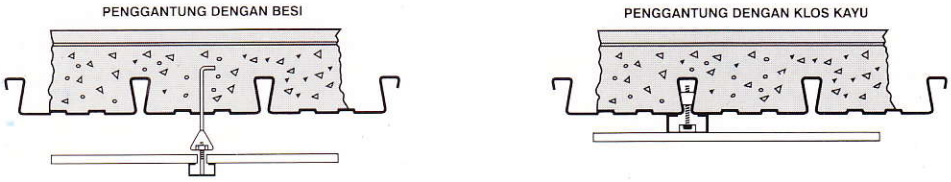
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

SYARAT-SYARAT MUTU BETON

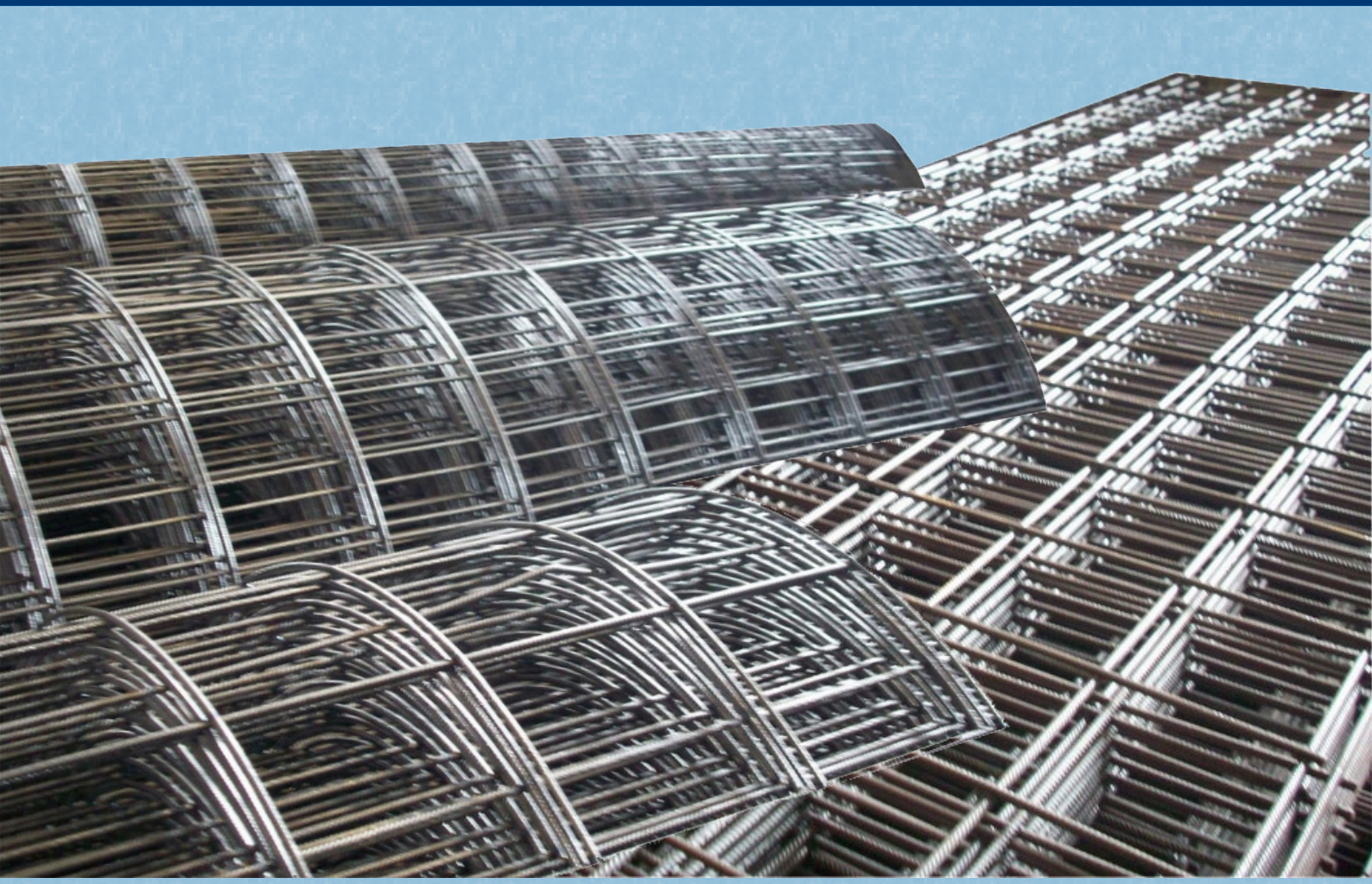
Disarankan kekuatan tekanan karakteristik minimun 200 kg/Cm2 (K-200) dan harus tercapai setelah beton berumur 28 hari dan harus memenuhi syarat - syarat PBI 1971 (NI - 2)

PEKERJAAN LANGIT-LANGIT

Langit-langit yang menggantung bisa dibuat penggantung dari kawat baja yang di tanam ke dalam plat beton sebelum di-cor. Atau pada alur gelombang ***Super Floor Deck***® dipasang rusuk dari kayu dan berfungsi sebagai pengikat. Penyemprotan dengan bahan plesteran seperti gips, vermikulit, bisa langsung disemprotkan kepermukaan bagian bawah ***Super Floor Deck***®



UNION WIRE MESH®



UNION
1972

PT. UNION METAL

A UNION SAMPOERNA CO.

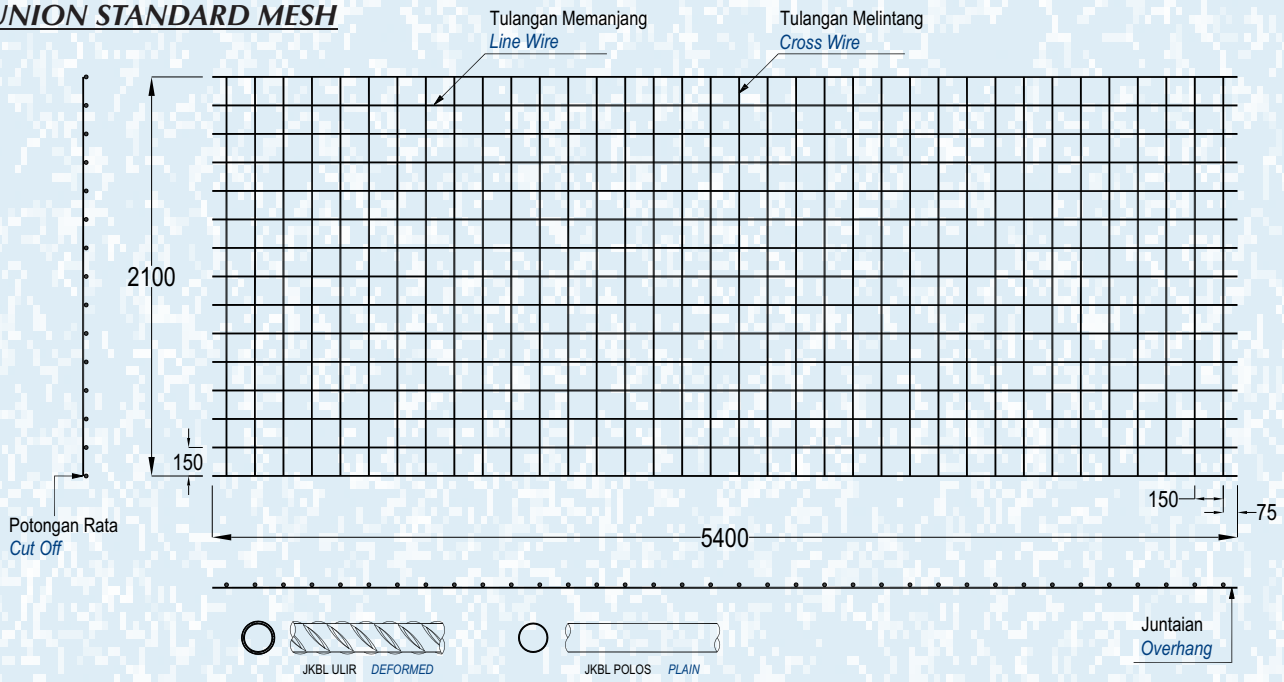
INFORMASI PRODUK

PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm² yang dirangkai sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2.500 kg/cm² di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm² and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm² in each welded point.

UNION STANDARD MESH



BERAT PER LEMBAR — ***MASS PER SHEET***

RWNC	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

Spesifikasi

Diameter JKBL Union : 4 mm sampai 16 mm
Standar Bahan : SNI 07-0663-1995
Tegangan Leleh Karakteristik : 5.000 kg/cm², mutu U-50
Tegangan Geser Kampuh Las : 2.500 kg/cm²
Bentuk Permukaan Kawat : Polos dan Ulir
Spasi Standard : 150 mm x 150 mm (Type M)
100 mm x 200 mm (Type B)
Ukuran Standard : Lembar : 5,4 m x 2,1 m
(M4 - M10, M12, M16)
Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

Specification

Diameter of Union Mesh : 4 mm up to 16 mm
Material Standard : SNI 07-0663-1995
Characteristic Yield Strength : 5,000 kg/cm², grade U-50
Welding Shear Strength : 2,500 kg/cm²
Types of Bar Surfaces : Plain and Deformed
Standard Spacings : 150 mm x 150 mm (M Type)
100 mm x 200 mm (B Type)
Standard Sizes : Sheet : 5.4 m x 2.1 m
(M4 - M10, M12, M16)
Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntaian kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesainkan yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- *Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm*
- *Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides*
- *Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters*
- *If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones*
- *For M12 to M16, please consult with us*

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. *Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc*
2. *Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc*
3. *Rigid pavement, strip footing construction, landing strip*
4. *Irrigation and drainage open channels, gabion basket*
5. *Non structural column and beam reinforcement for houses*
6. *Retaining wall, structural wall inside the building*
7. *Fence, railings, cages*

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5{,}24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2{,}515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\textit{Union Wire Mesh area (U-50)} = \textit{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\textit{Yield stress U-24}}{\textit{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\textit{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2{,}400 \text{ kg/cm}^2}{5{,}000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø *Wire Diameter* (mm)	Luas Kawat Ø *Wire Area* (cm^3)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm^2/m') Menurut Spasinya Setiap Arah *Total Wire Area (cm^3/m') According to Spacing Each Direction* Spasi / *Spacing* (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

PEMASANGAN & KONSTRUKSI

INSTALLATION & CONSTRUCTION

Pemasangan dan penyambungan JKBL Union tidaklah susah, tetapi perlu diperhatikan sambungan minimal, sehingga didapati hasil yang optimal dan benar.

Installation and joint of Union Wire Mesh is easy, just need to pay attention to the minimum overlap in order to get an optimum and good result.

A. Sambungan JKBL Union

1. Sambungan Wire Mesh

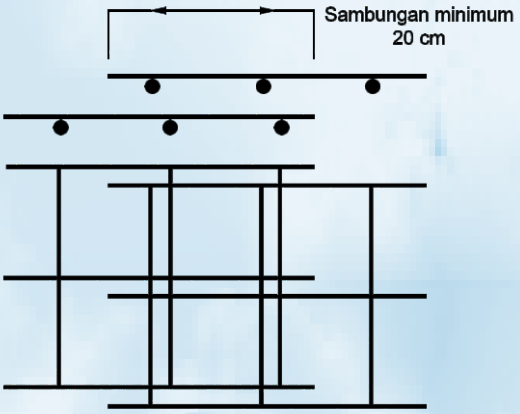
Sambungan Wire Mesh minimal 20 cm

A. Union Wire Mesh Overlap

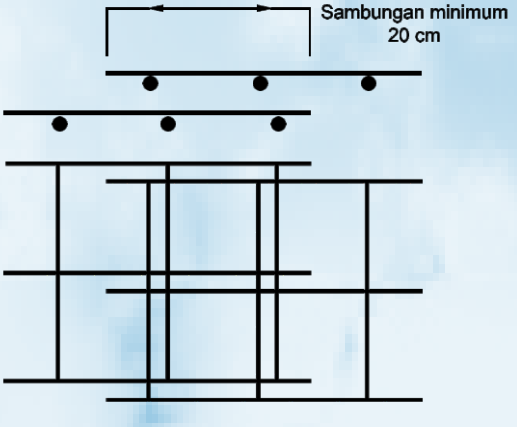
1. Union Wire Mesh Overlap

Union Wire Mesh overlap minimum of 20 cm

Sambungan Wire Mesh

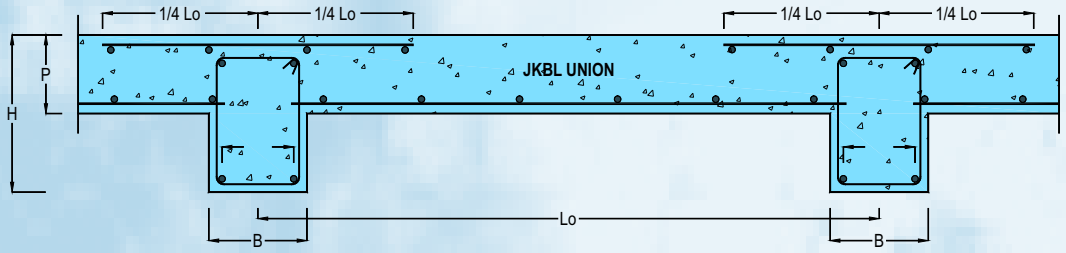


Wire Mesh Overlap

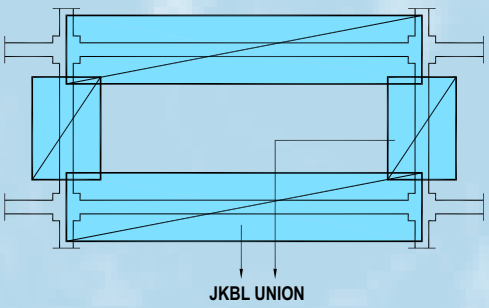


B. Perletakan JKBL Union *Union Wire Mesh Position*

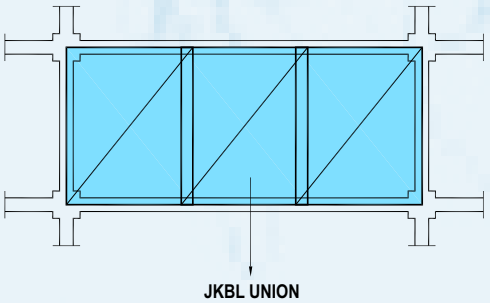
Plat Lantai Bangunan Bertingkat ***Suspended Slab***



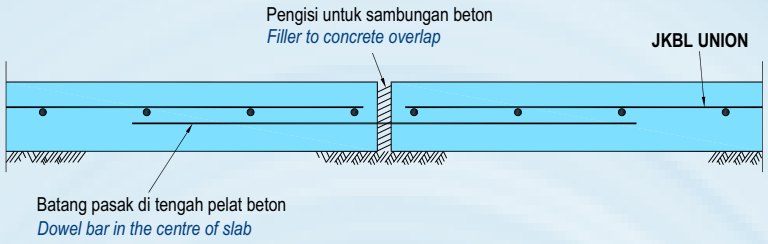
Lapis Atas ***Top Layer***



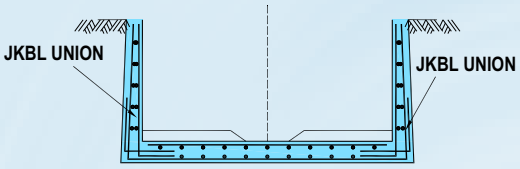
Lapis Bawah ***Bottom Layer***

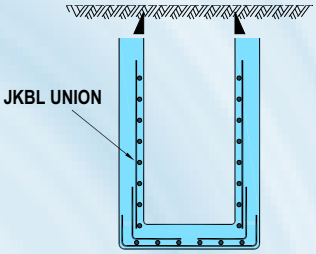


Lantai Beton di Atas Tanah *Concrete Floor on Top Soil*

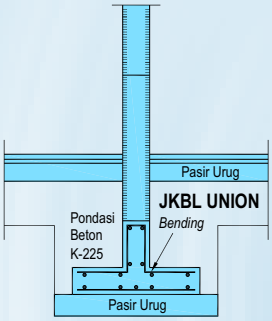


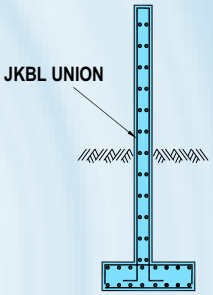
Saluran Drainase *Drainage Open Channels*





Dinding Penahan & Pondasi *Retaining Wall & Foundation*





KEUNTUNGAN MENGGUNAKAN UNION WIRE MESH

THE ADVANTAGES OF USING UNION WIRE MESH

1. Menghemat waktu konstruksi bangunan
2. Dapat diproduksi atas dasar desain konsultan (Engineering Mesh)
3. Mereduksi berat besi tulangan dalam beton

1. Save time for building constructions
2. Can be produced based on consultant's designs (Engineering Mesh)
3. Reducing weight of steel wire in concrete

CIPUTRA WORLD, Surabaya

GRAND INDONESIA, Jakarta

TOL TANGERANG - MERAK

PT. UNION METAL

Quality Steel Building Material

Head Office

: Menara Sudirman Building 16th Floor
Jl. Jend. Sudirman Kav. 60
Jakarta 12190 Indonesia
Phone # (62-21) 522.7707 (hunting)
Fax # (62-21) 522.7718
Email : marketing@unionmetal.co.id
Website : www.unionmetal.co.id

Factory

Factory I :
Kawasan Industri Jababeka I
Jl. Jababeka V Blok U No. 1, Cikarang
Bekasi - Jawa Barat 17530 Indonesia

Factory II :
Kawasan Ngoro Industrial Park Blok F2 No.2,
Ngoro - Mojokerto
Jawa Timur 61385 Indonesia

Branch Office

: BANDUNG
Jalan Kejaksaan No. 28, Bandung 40111
Phone # (62-22) 423.1849, (62-22) 423.6489
Fax # (62-22) 420.8314
E-mail : unionbdg@unionmetal.co.id

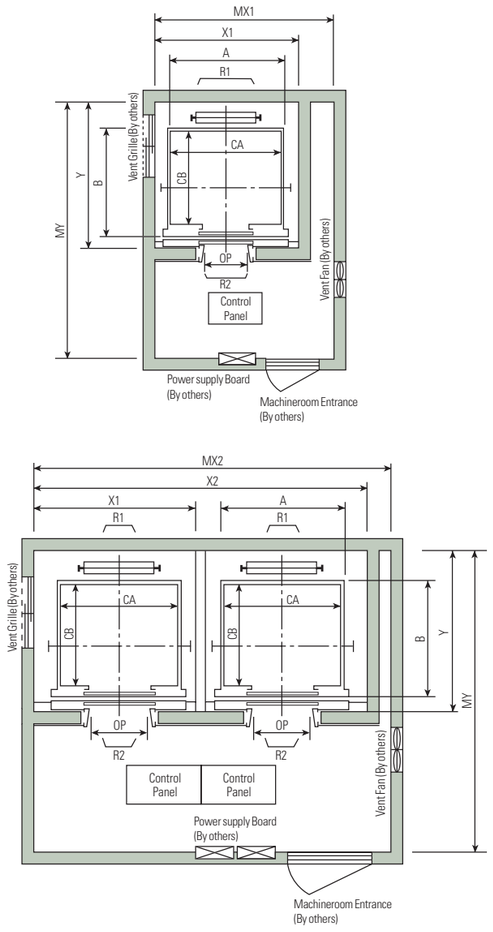
SURABAYA
Jl. Mayjend Sungkono 37A, Surabaya 60225
Phone # (62-31) 5622.234,
Fax # (62-31) 99532.234
E-mail : unionsby@unionmetal.co.id

LLOYD'S REGISTER LRQA ISO 9001 · UKAS MANAGEMENT SYSTEMS 001 · KAN Komite Akreditasi Nasional Lembaga Sertifikasi Sistem Mutu LSSM-031-IDN

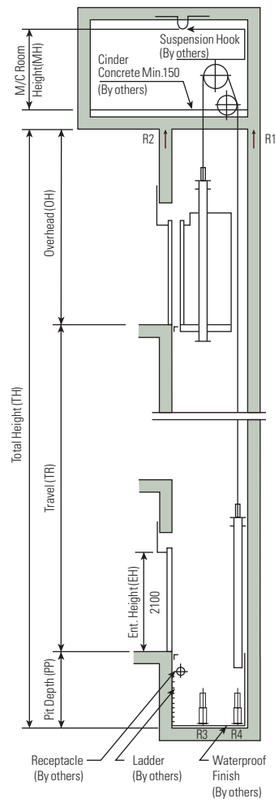
A UNION SAMPOERNA CO.

08/2018

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

Notes : 1. Above dimentions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
1.75	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800				
	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
2.0	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

EN81 Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500
				800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200				
	7	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	8	630		800	1400 x 1100	1460 x 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4100	2450	6300	5100
	9	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	10	800		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	12	900		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300
	13	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
1.75	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1300	2100 x 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750				
	18	1350		1000	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
2.0	10	800		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300
	12	900		900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500
	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000
	15	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	18	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	21	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

PC PILES

Managed and Operated by WIKA BETON

DESCRIPTION

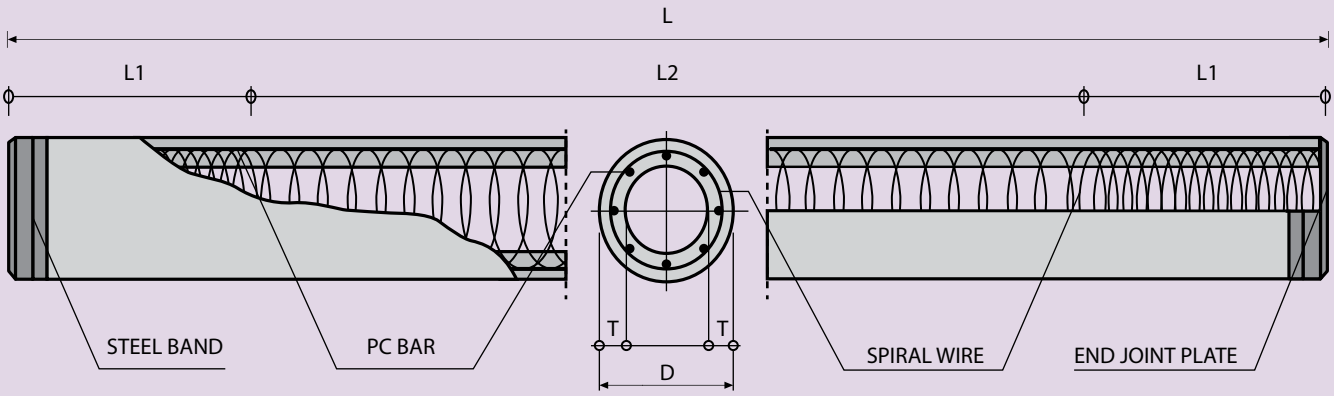
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R - 00 SNI 03 -2847 - 2002	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKA CLT STANDARD

UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)



Outer Diameter of Piles D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Spiral Wire Diameter (mm)	Pitch		Lenght of Pitch	
			Zone L1 (mm)	Zone L2 (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)
300	60	3.2	50	100	900	L - 2 (L1)
350	70	3.2	50	100	1050	L - 2 (L1)
400	75	3.2	50	100	1200	L - 2 (L1)
450	80	4.0	50	100	1350	L - 2 (L1)
500	90	4.0	50	100	1500	L - 2 (L1)
600	100	4.0	50	100	1800	L - 2 (L1)

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES **SPECIFICATION**

Structural Properties

Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm^2)	Concrete Moment Inertia (cm^4)	Effective Prestress (kg/cm^2)	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm^2)				BS.8004-1986	ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally comforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm^2

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STREGTH CONCRETE PILES **SPECIFICATION**

Grade 80 Piles

Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm^2)	Concrete Moment Inertia (cm^4)	Effective Prestress (kg/cm^2)	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm^2)				ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally comforming to other specification (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm^2

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

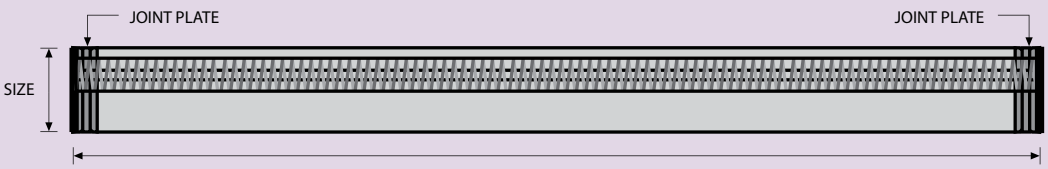
6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

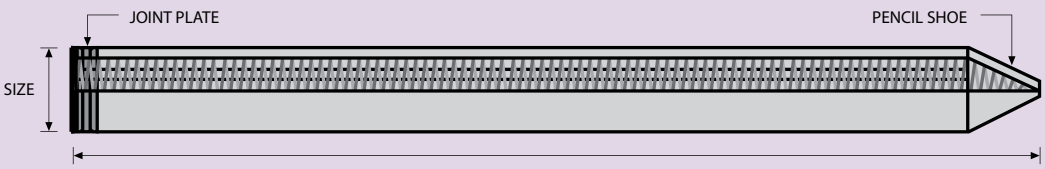
MATERIAL **SPECIFICATION**

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

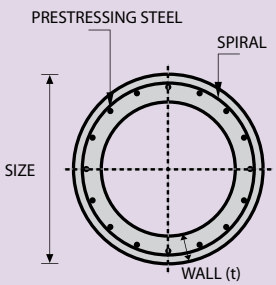
PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



MIDDLE / UPPER PILE



BOTTOM / SINGLE PILE



PILE SECTION

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

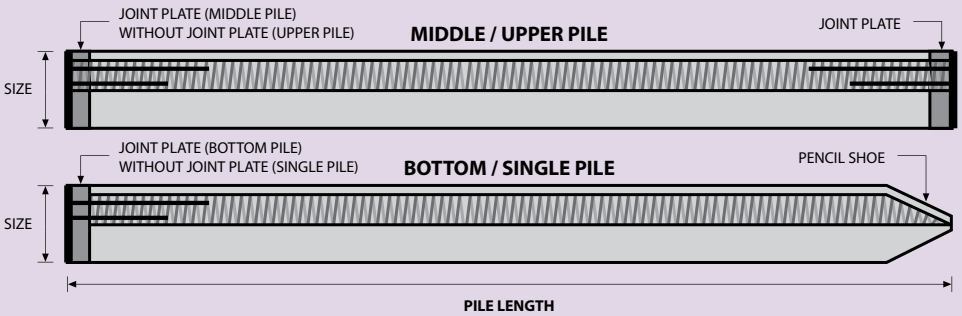
*Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)*

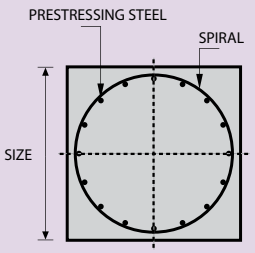
***) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*

****) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe*

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES





PILE SECTION

PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 42 MPa (Cube 500 kg/cm^2) — *Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN*

Size (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body M_{crack}	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6 - 9	I	II
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10	III	IV
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11	II	-
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11	I	II
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11	IV	V
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11	III	IV/V
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12	II	-
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11	III	IV
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12	II	-
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12	I	IV
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12	IV	V
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12	III	IV/V
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13	II	III/IV/V
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12	III	IV
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13	III	IV
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13	II	III/IV
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14	I	II/III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13	III	IV
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13	II	III/IV
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14	I	II/III/IV
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14	I	II/III/IV

*Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*

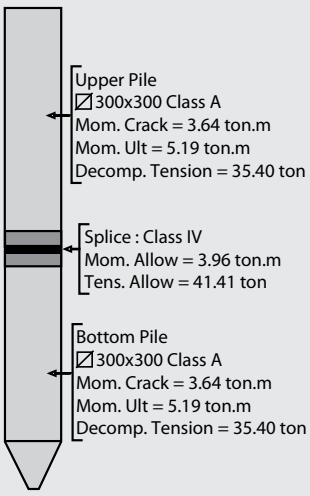
TYPICAL SPLICE **SPECIFICATION**

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

EXAMPLES OF SPLICE **SELECTION**

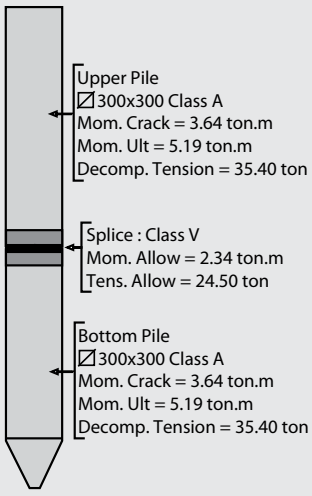
Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

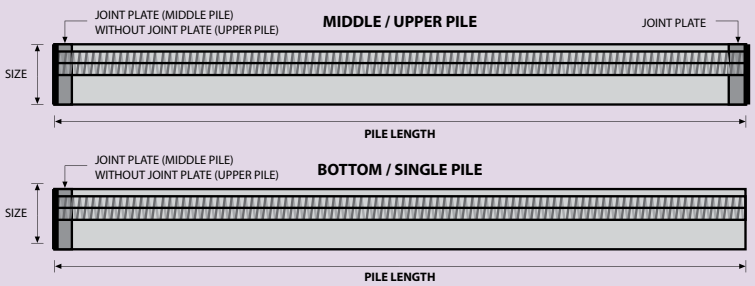


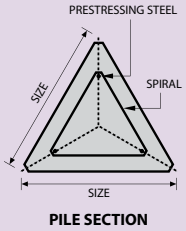
Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES





PILE SECTION

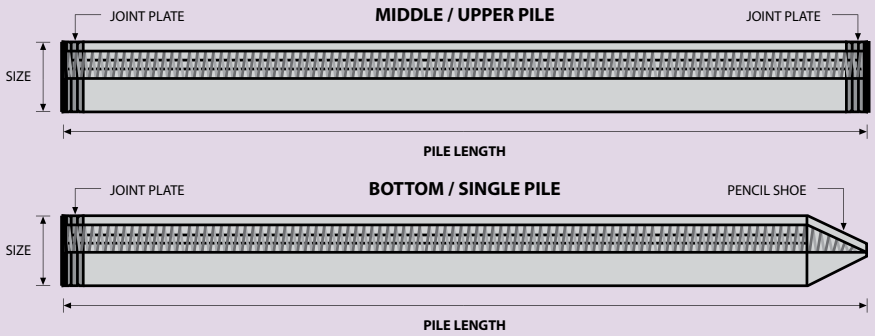
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES **SPECIFICATION**

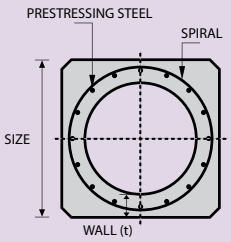
Concrete Compressive Strength fc' = 42 MPa (Cube 500 kg/cm²)

Size (mm)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
				B	0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
				B	1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES





PILE SECTION

PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

*Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position*

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION

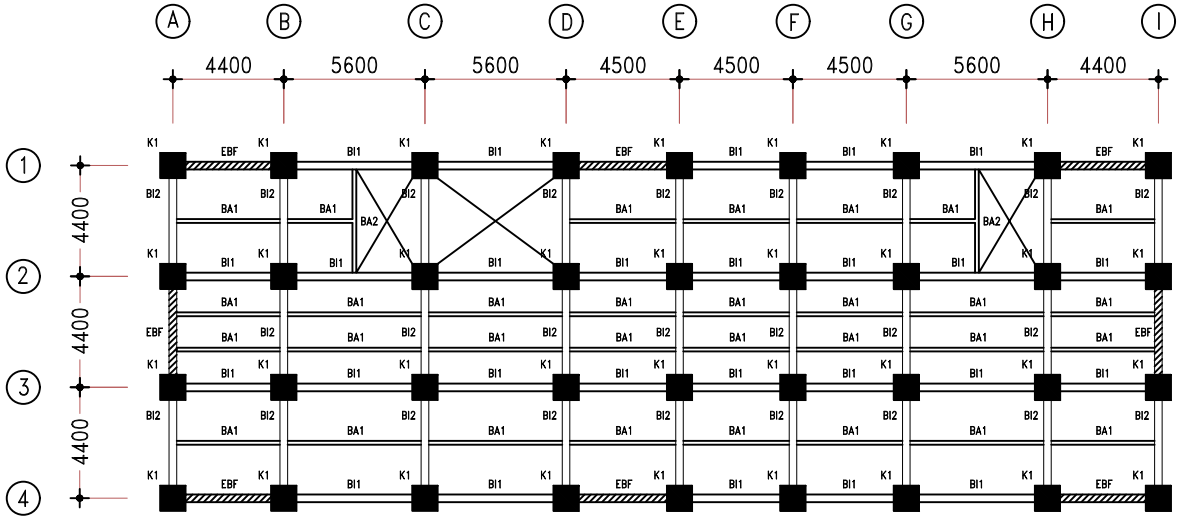
Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory

Piles for Marine Structurer

Piles Foundation for Building

Piles Foundation for Bridges

PT CITRA LAUTAN TEDUH
Head Office & Factory
Jl. Hang Jebat Km. 01 Batu Besar, Batam - Indonesia | Ph. (062) 778 761185, 761186 | Fax. (062) 778 761184 | Visit us : ***http://www.wikadt.co.id***
Factory Support
Binjai (North Sumatera), Tegineneng (Lampung South Sumatera), Kalianda (Lampung, South Sumatera), Bogor, Karawang, Majalengka (West Java), Boyolali (Central Java), Pasuruan (East Java), Balikpapan (East Borneo-in Progress), Makassar (South Celebes)



Denah Lantai 2-6

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

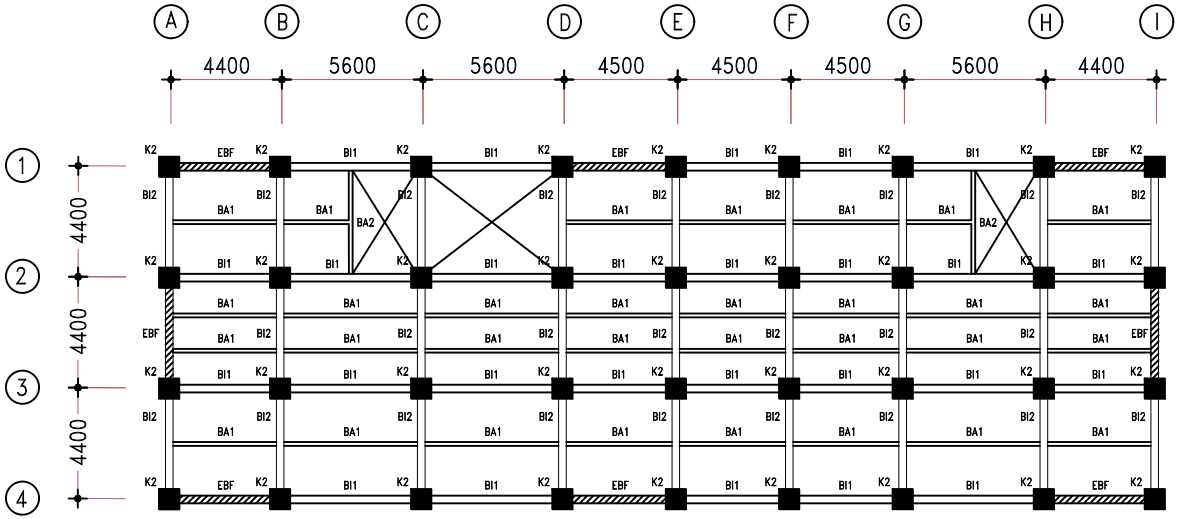
Keterangan

K1 : CFT 1000 x 1000 x 30
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Lantai 2 - 6		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	01	24



Denah Lantai 7-11

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

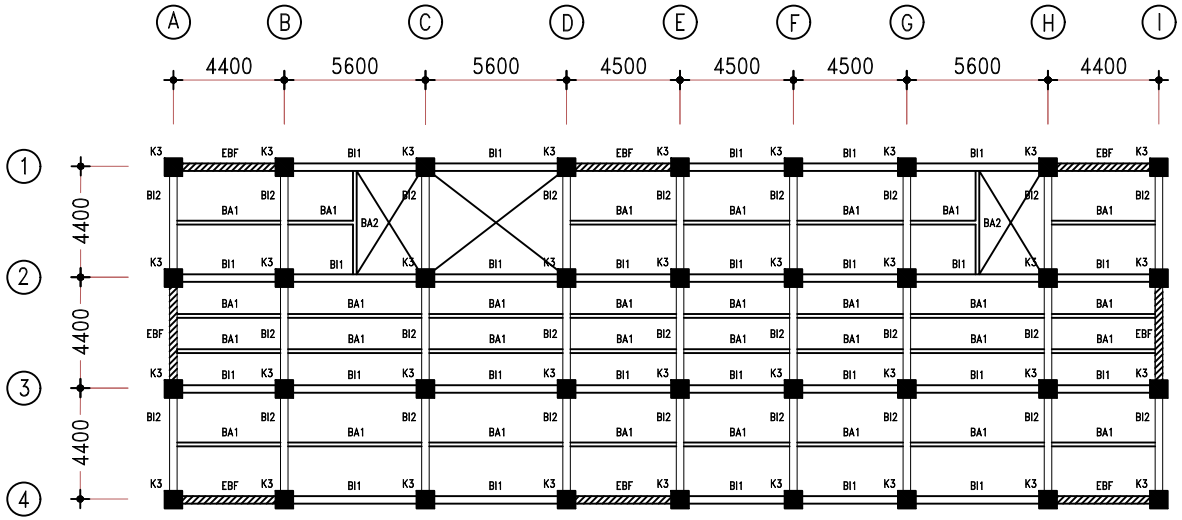
Keterangan

K2 : CFT 800 x 800 x 28
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Lantai 7 - 11		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	02	24



Denah Lantai 12-16

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

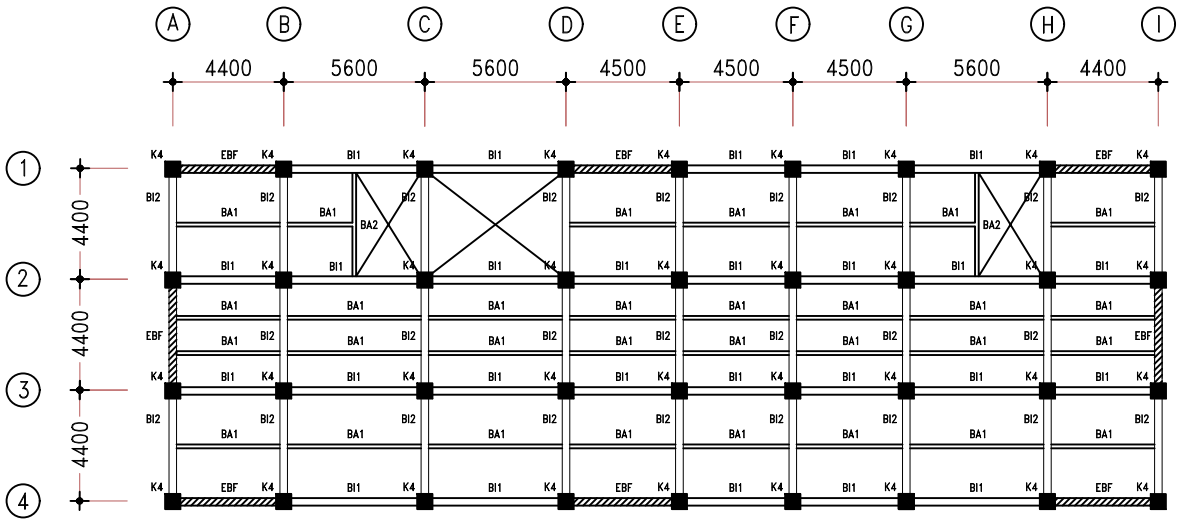
Keterangan

K3 : CFT 700 x 700 x 28
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Lantai 12 - 16		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	03	24



Denah Lantai 17-21

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

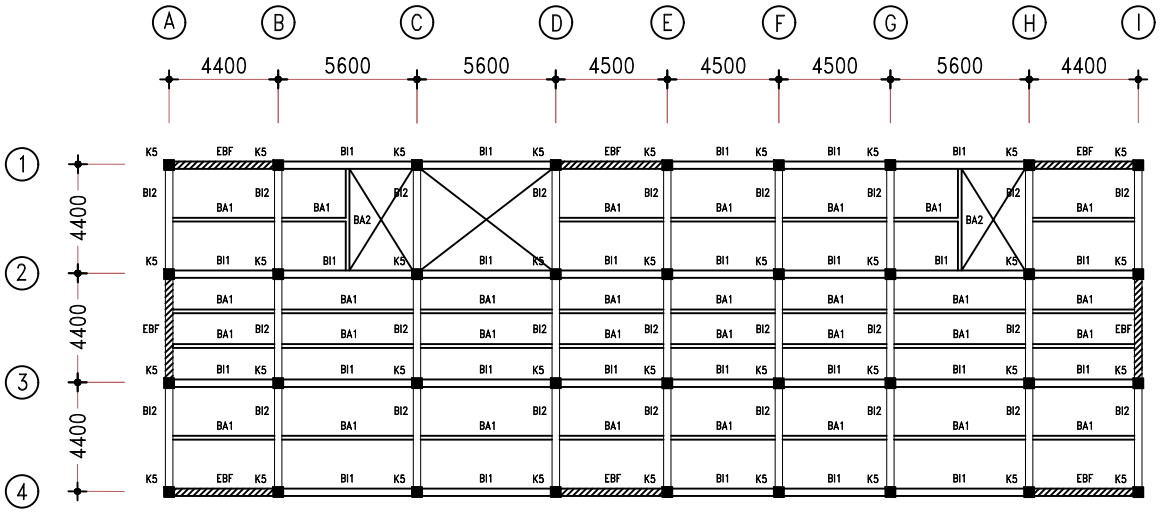
Keterangan

K4 : CFT 600 x 600 x 28
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Lantai 17 - 21		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	04	24



Denah Lantai 22-Atap

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

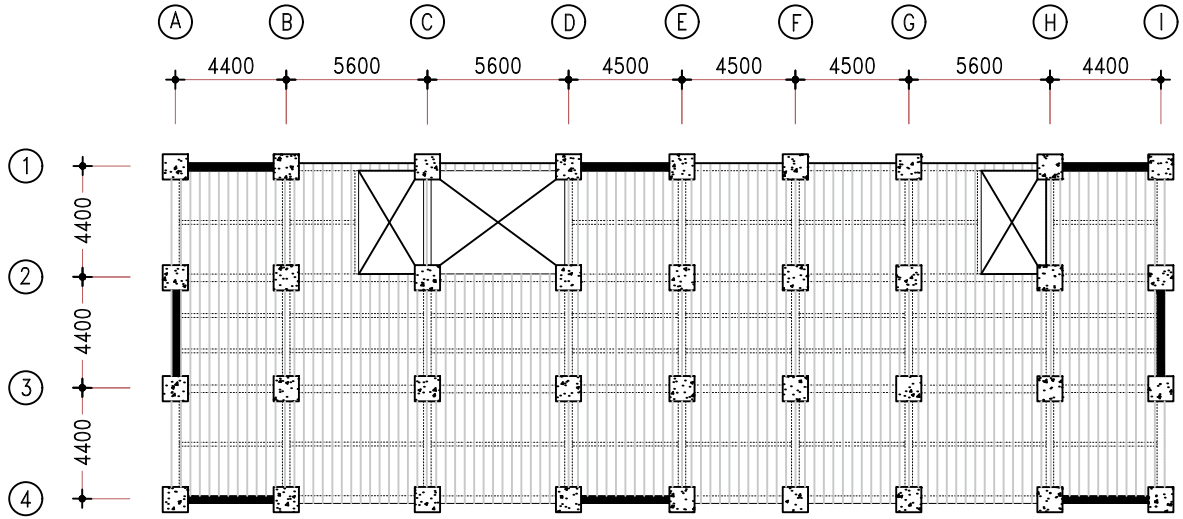
Keterangan

K5 : CFT 400 x 400 x 28
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Lantai 22 - Atap		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	05	24



Denah Arah Pelat Bordes

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

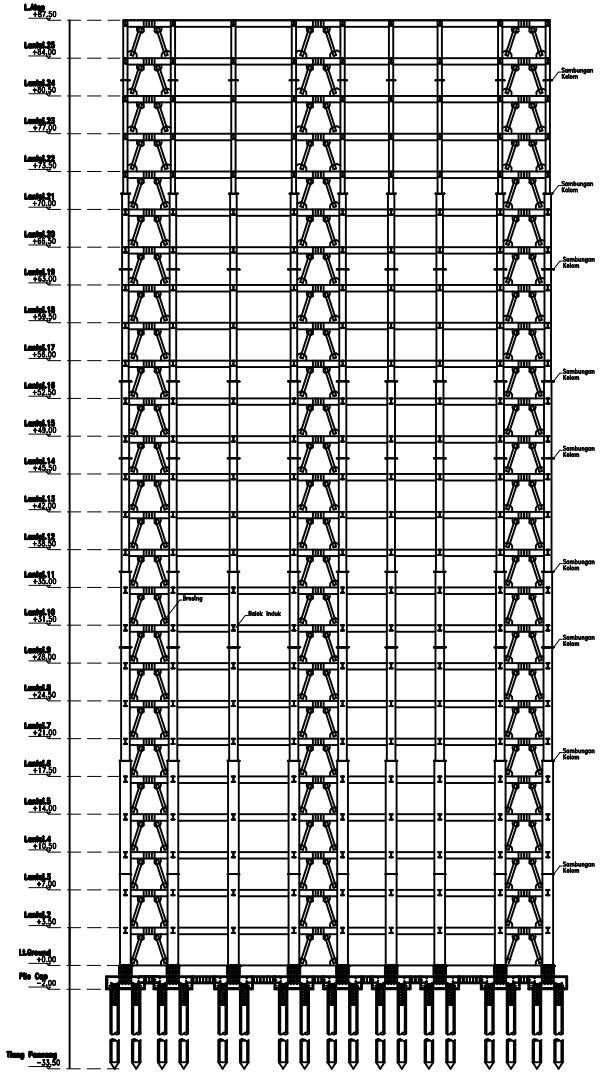
Keterangan

K5 : CFT 400 x 400 x 28
BI1 : WF 600.300.12.17
BI2 : WF 500.300.11.18
BA1: WF 300.150.5,5.8
BA2: WF 300.150.5,5.8
EBF: Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Arah Bordes		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	06	24



Potongan A-A

SKALA 1 : 700

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

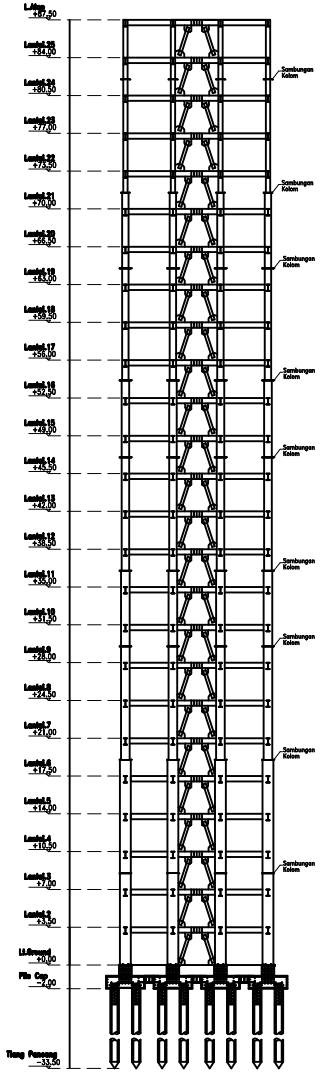
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Potongan A-A		1:700
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	07	24



Potongan B-B

SKALA 1 : 700

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

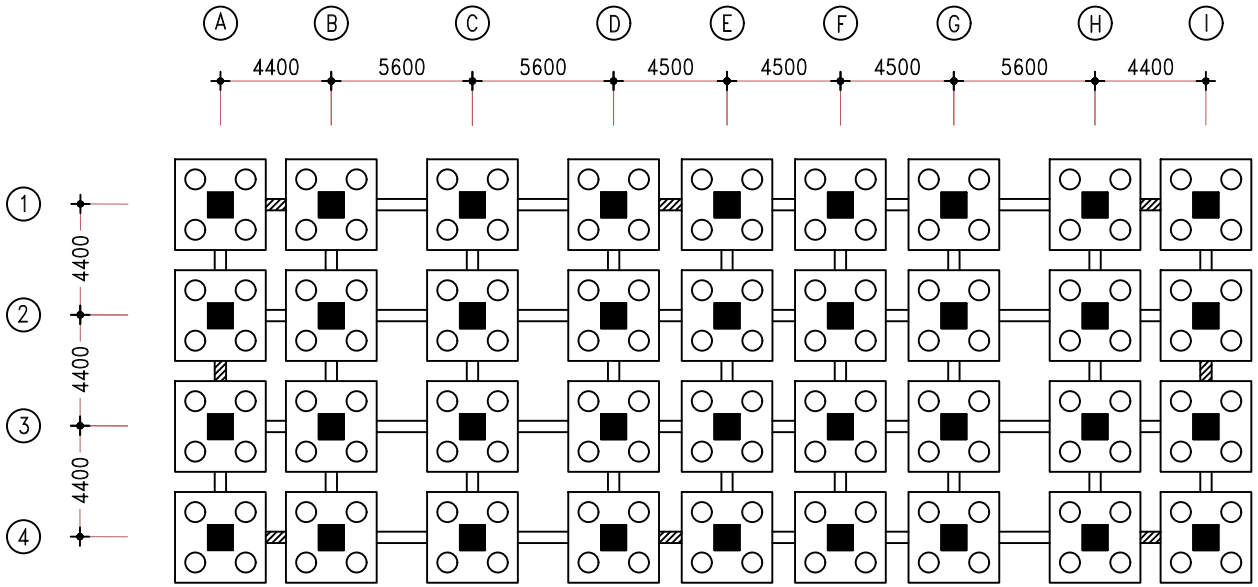
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Potongan B-B		1:700
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	08	24



Denah Pondasi

SKALA 1 : 300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

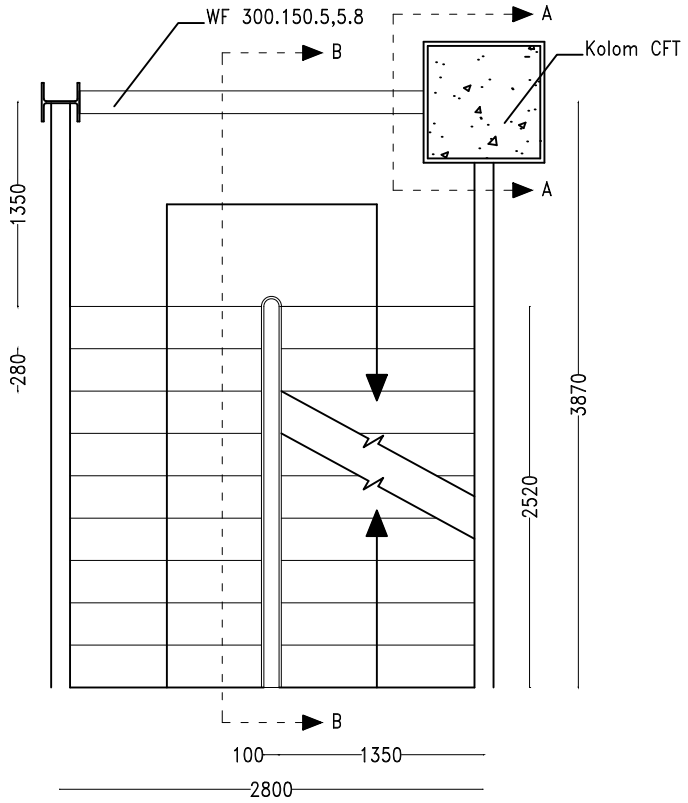
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

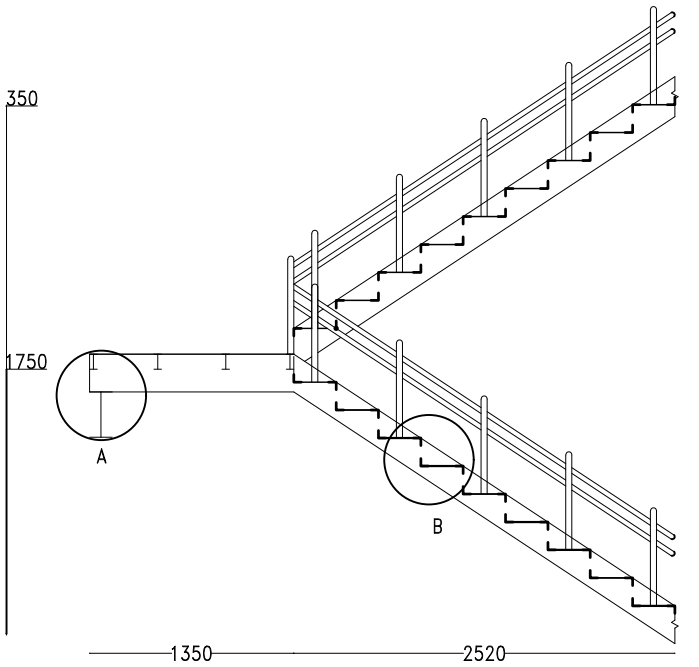
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Denah Pondasi		1:300
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	09	24



Pembalokan Tangga

SKALA 1 : 50



Potongan B-B

SKALA 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

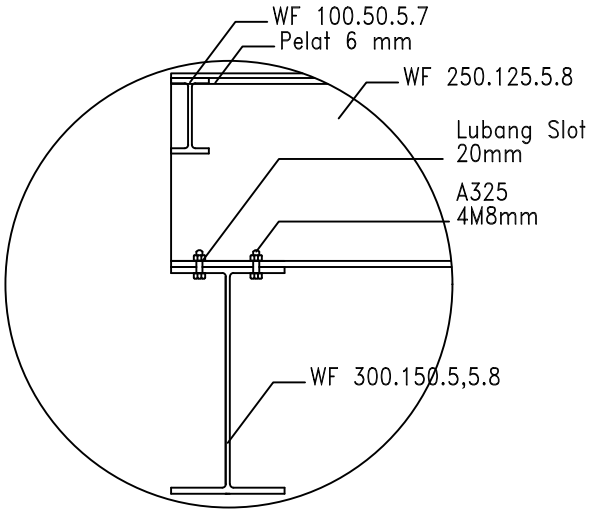
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

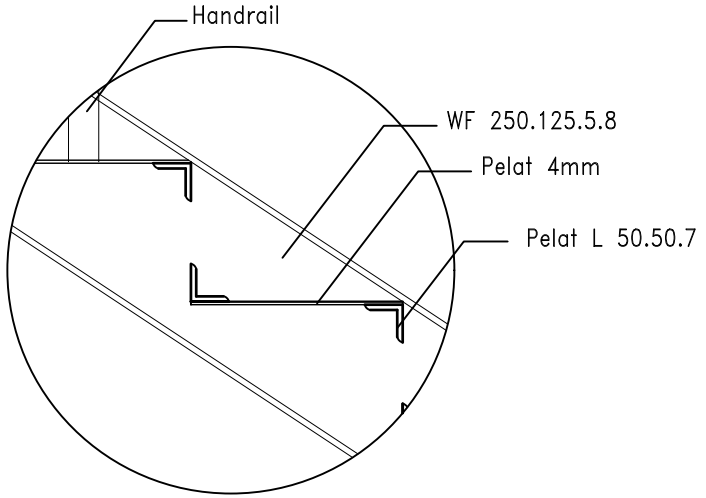
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Detail Tangga		1:50
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	10	24



Detail A

SKALA 1 : 10



Detail B

SKALA 1 : 10

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

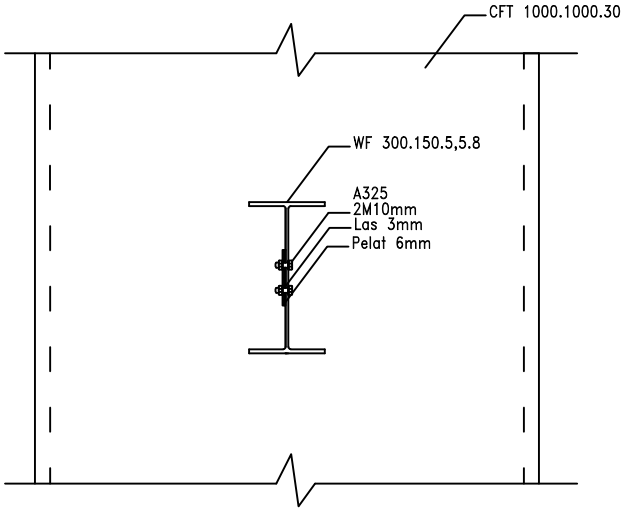
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

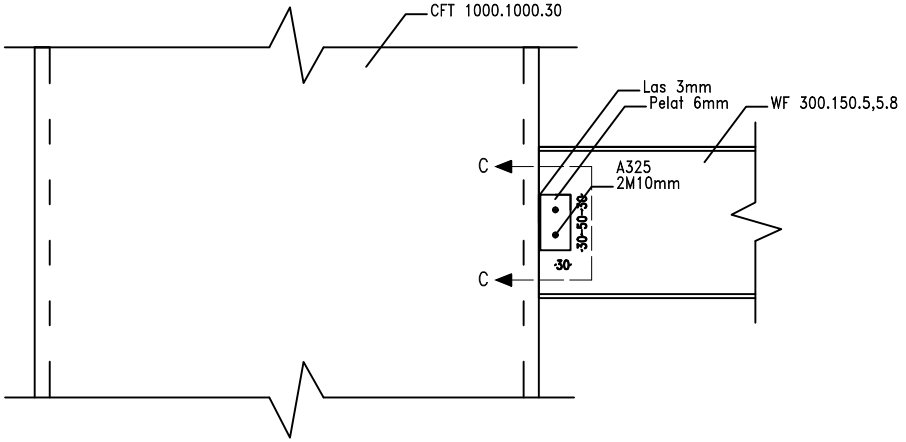
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Detail Tangga		1:10
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	11	24



Potongan C-C

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

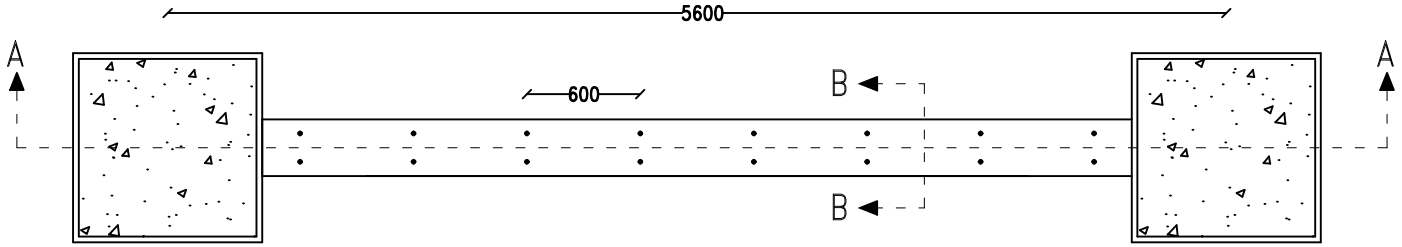
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

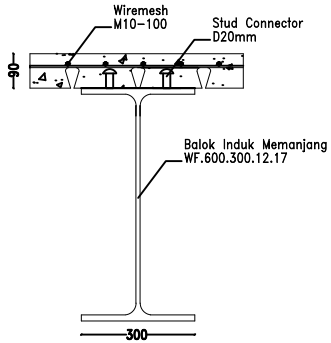
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Detail Tangga		1:15
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	12	24



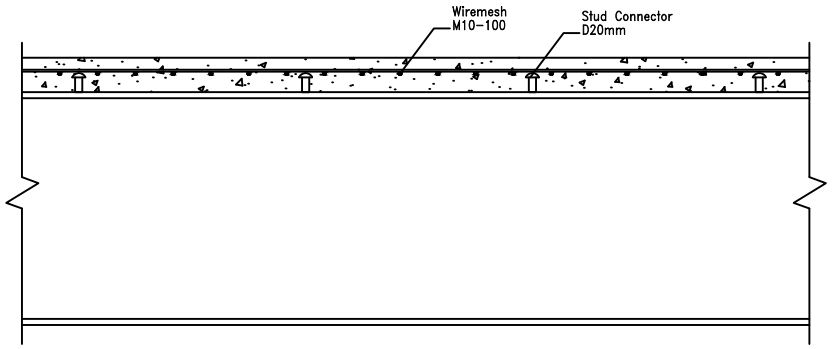
Balok Induk Memanjang

SKALA 1 : 40



Potongan B-B

SKALA 1 : 20



Potongan A-A

SKALA 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

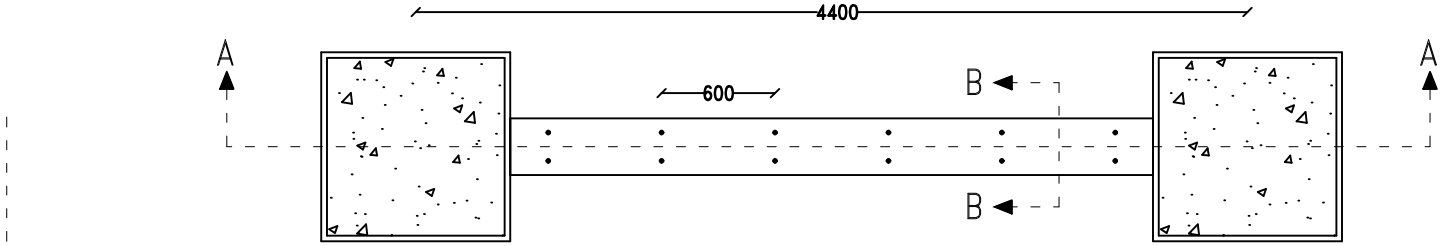
Keterangan

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

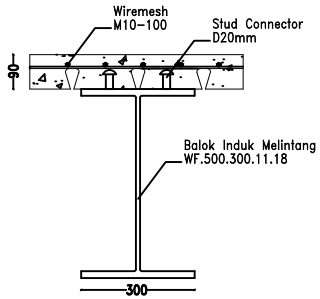
Nama Gambar	Skala
Balok Induk Memanjang	1:40 1:20

Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	13	24



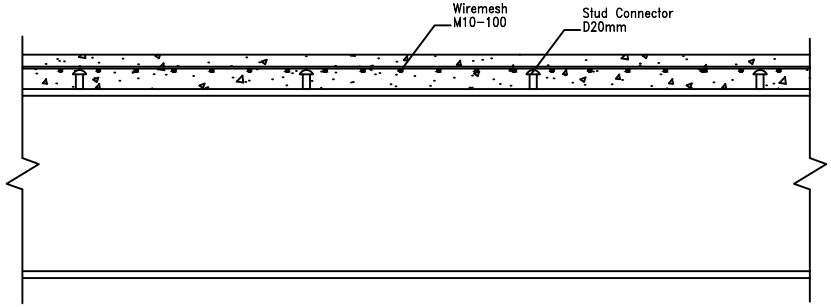
Balok Induk Melintang

SKALA 1 : 40



Potongan B-B

SKALA 1 : 20



Potongan A-A

SKALA 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

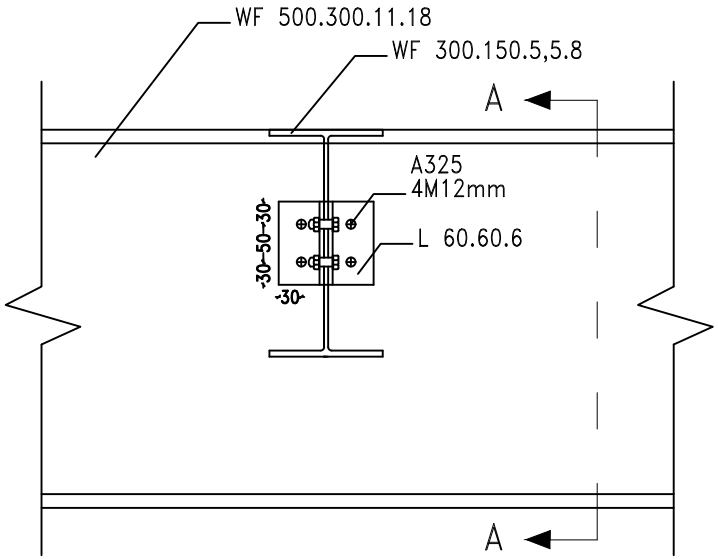
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

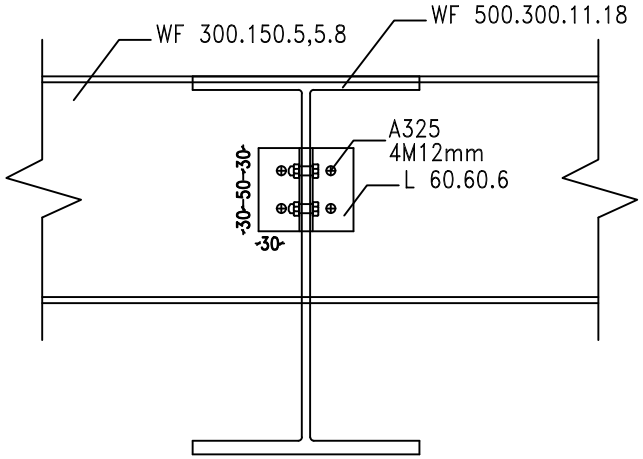
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Balok Induk Melintang		1:40 1:20
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	14	24



Sambungan Balok Anak ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan A-A

SKALA 1 : 10

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

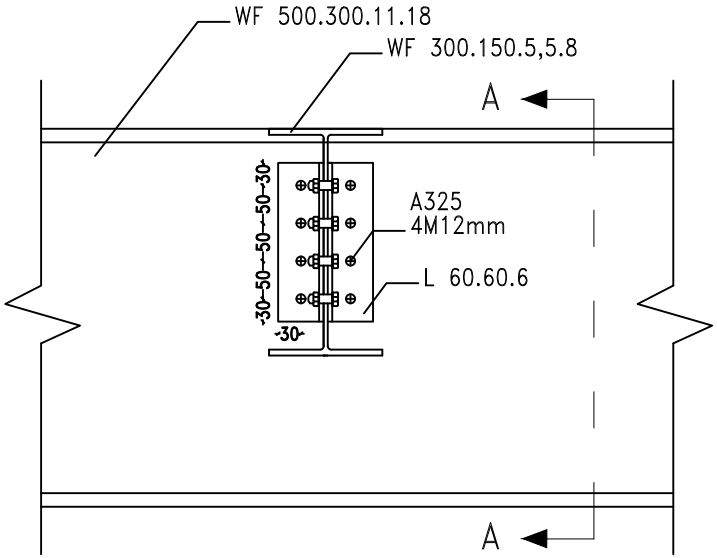
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

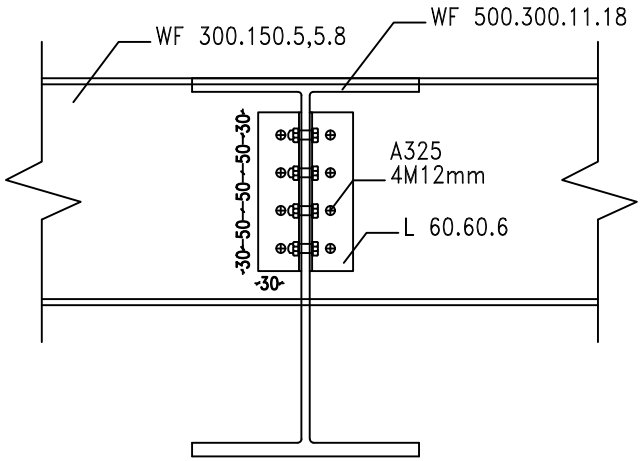
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Balok Anak ke Balok Induk Lantai Atap		1:10
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	15	24



Sambungan Balok Anak ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan A-A

SKALA 1 : 15

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

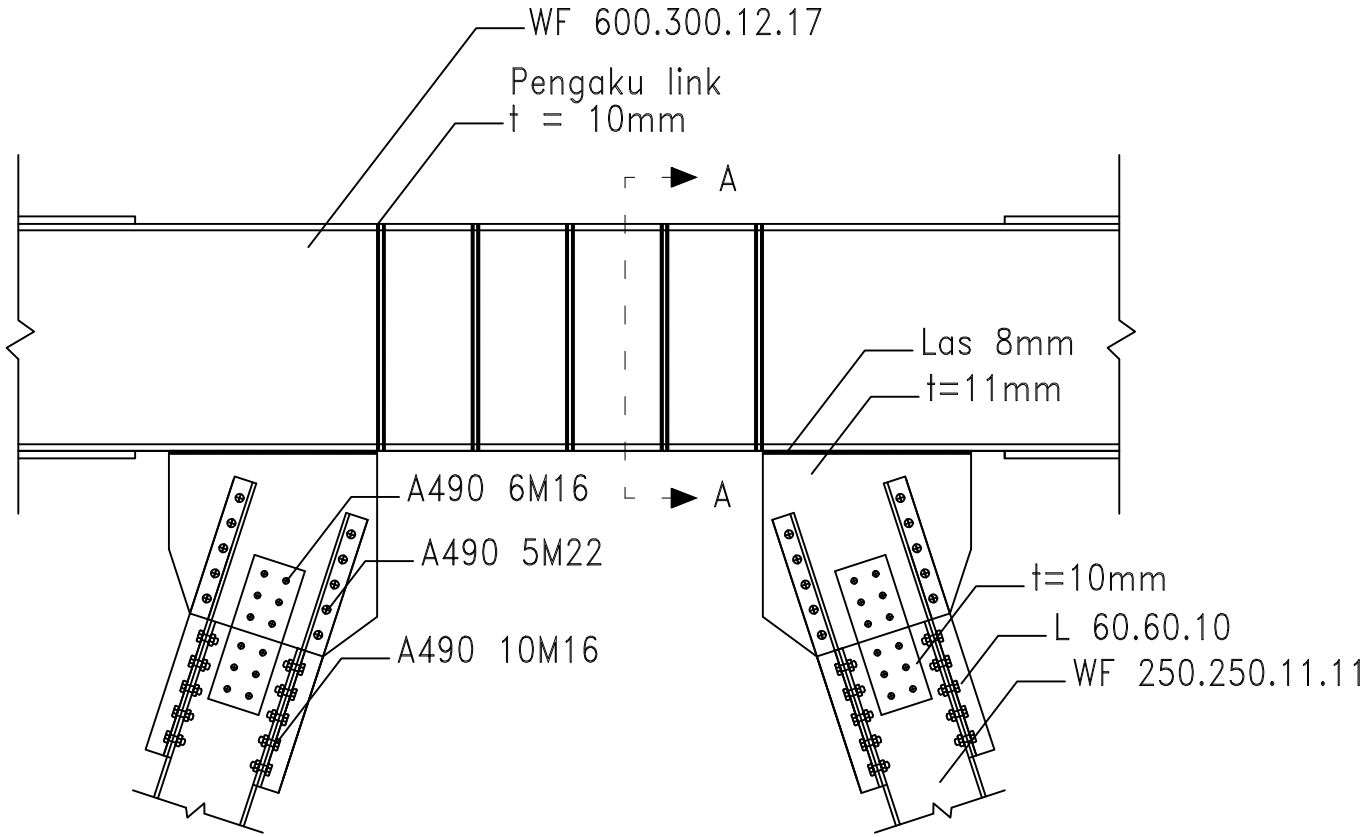
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

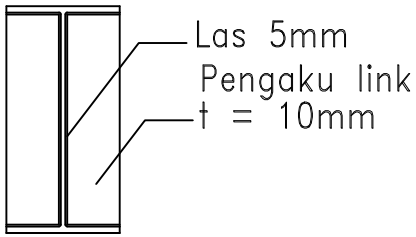
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Balok Anak ke Balok Induk Lantai 2- 25		1:50
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	16	24



Sambungan Bresing ke Balok Induk

SKALA 1 : 20



Potongan A-A

SKALA 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

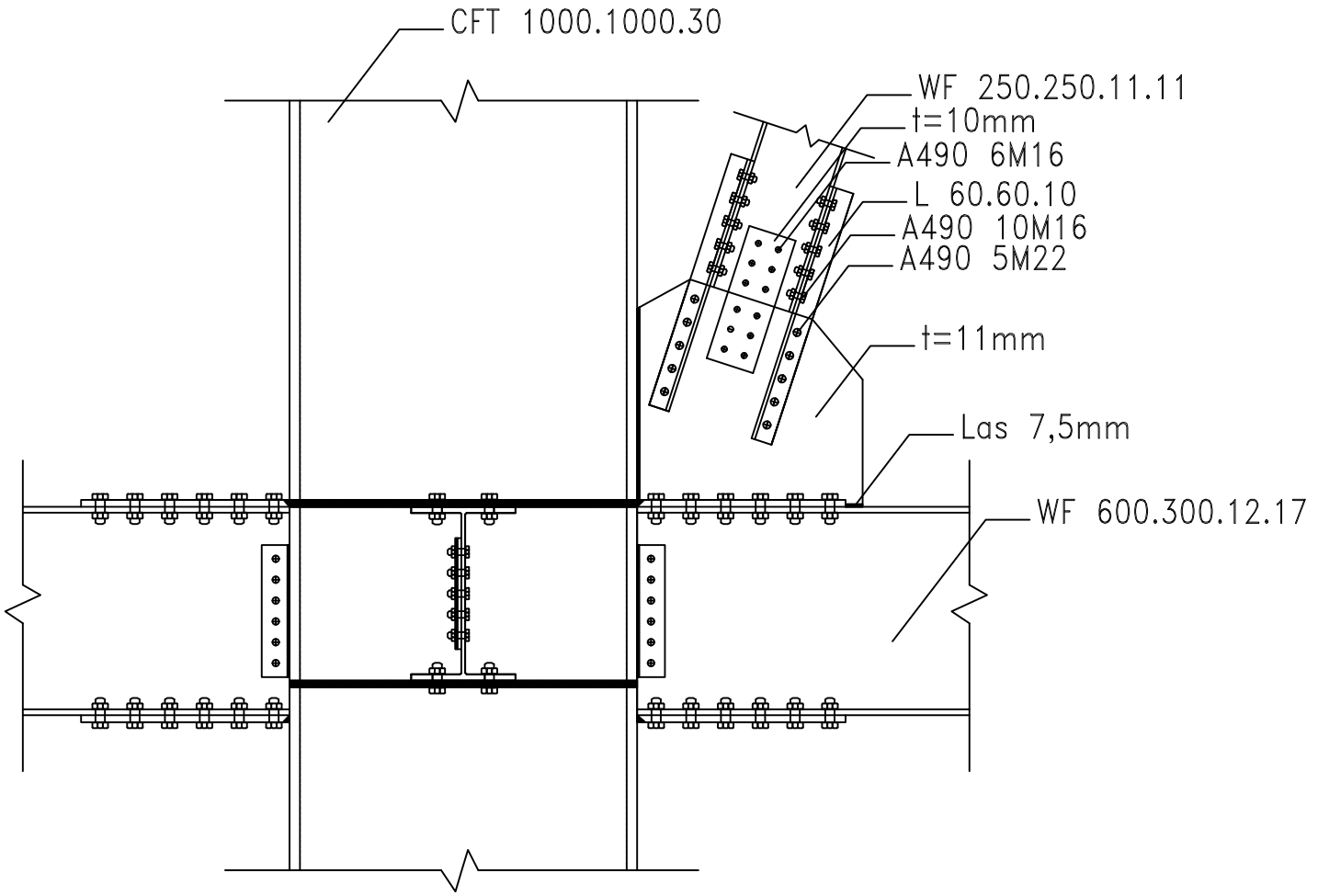
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Bresing ke Balok Induk		1:20
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	17	24



Sambungan Bresing ke Kolom Balok

SKALA 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

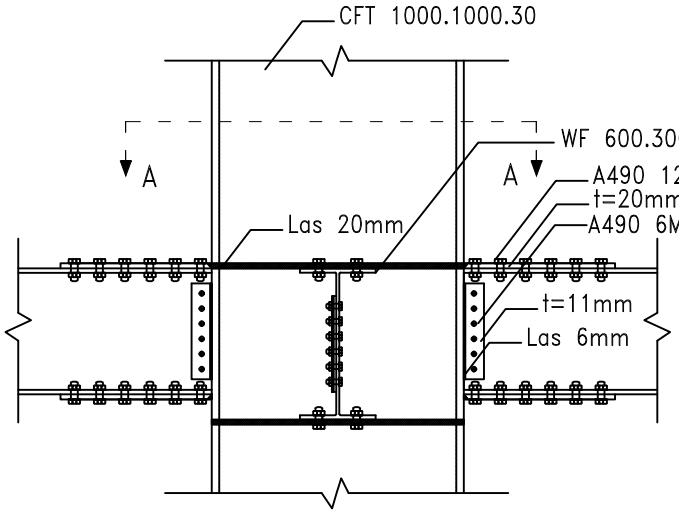
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

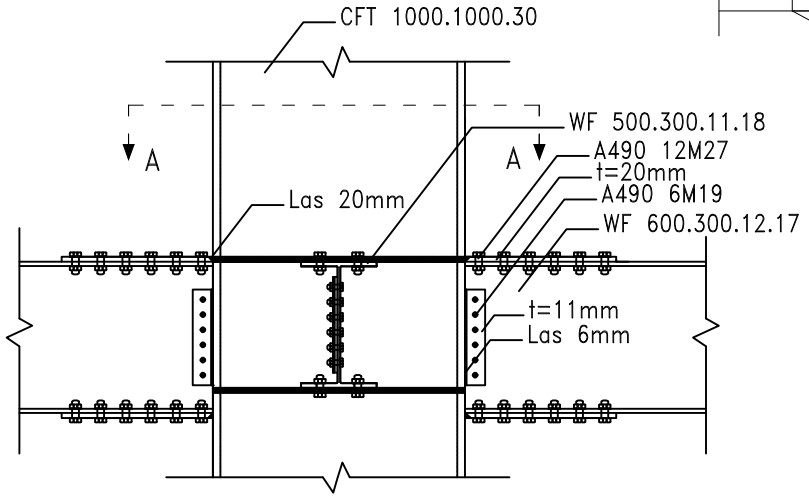
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Bresing ke Kolom dan Balok		1:20
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	18	24



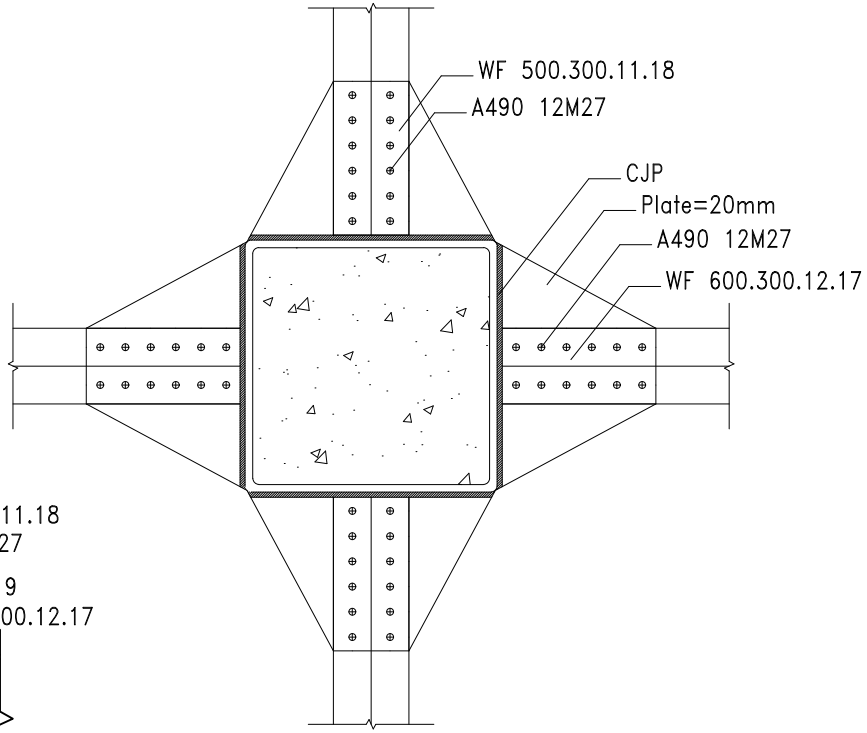
Sambungan Balok Induk Memanjang

SKALA 1 : 30



Sambungan Balok Induk Melintang

SKALA 1 : 30



Potongan A-A

SKALA 1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

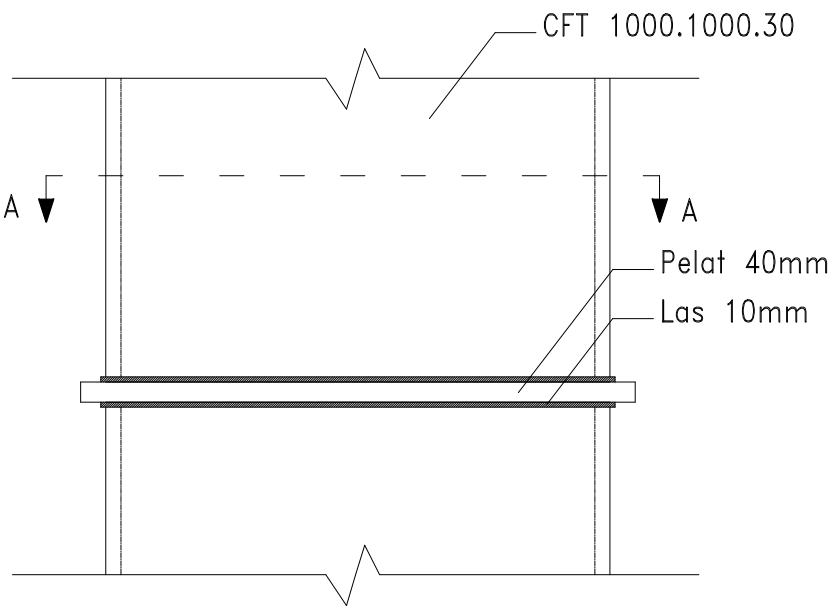
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

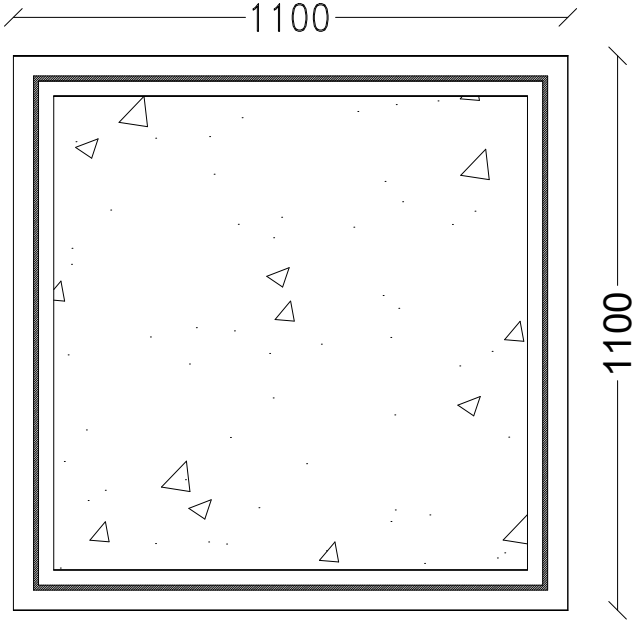
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Balok Induk dengan Kolom		1:30
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	19	24



Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

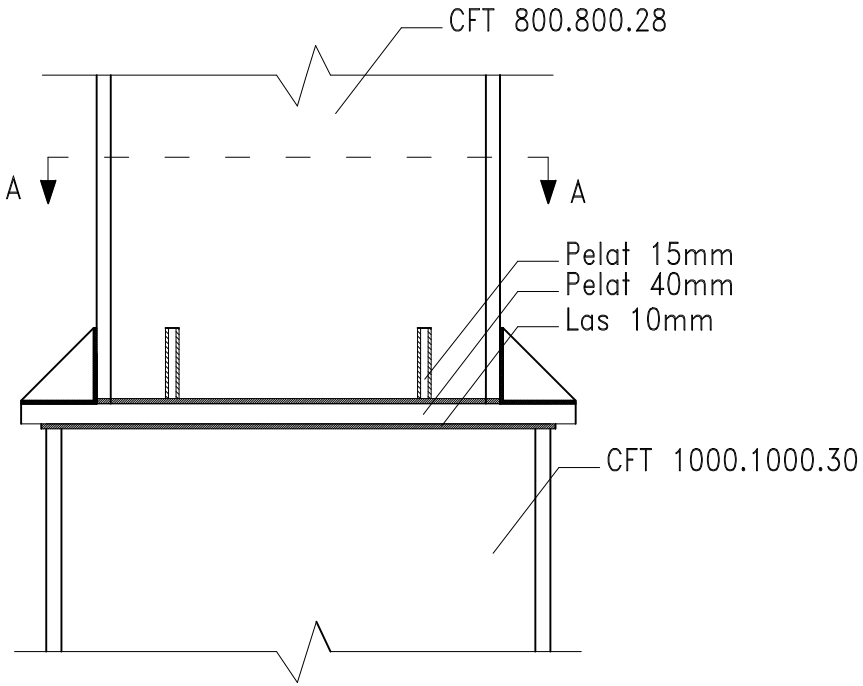
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

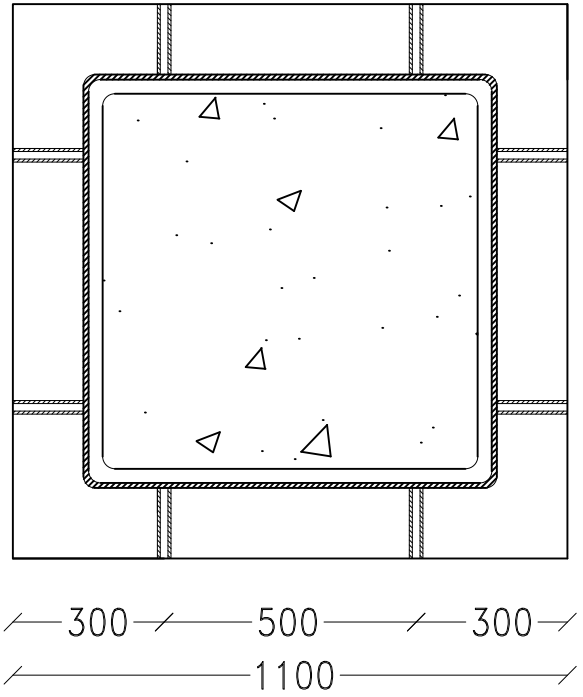
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Antar Kolom		1:30
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	20	24



Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

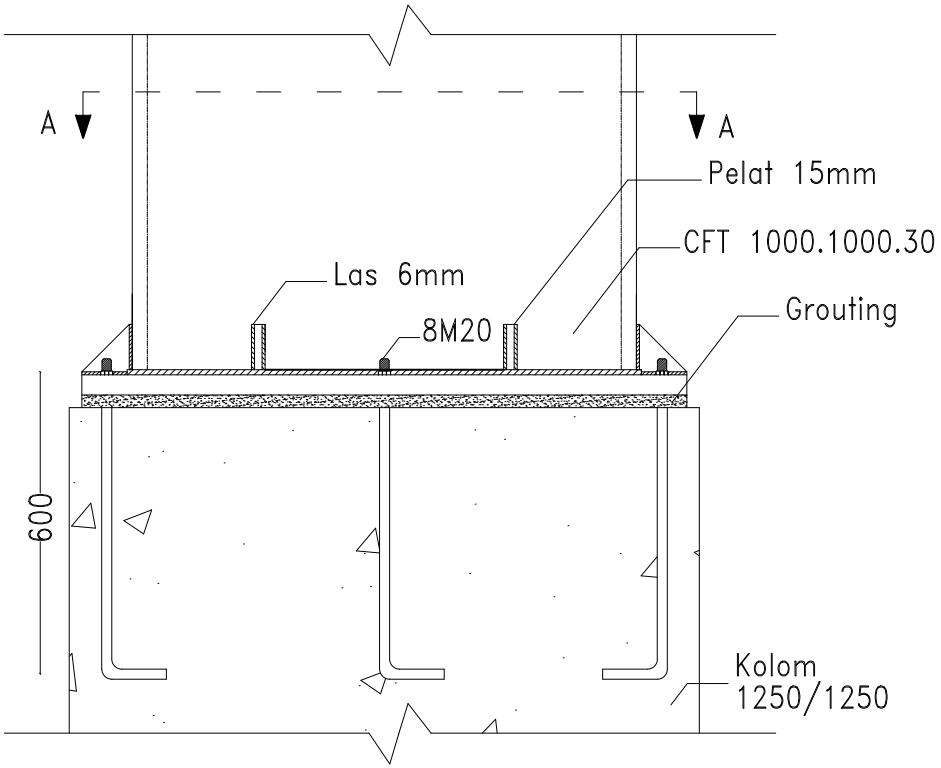
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

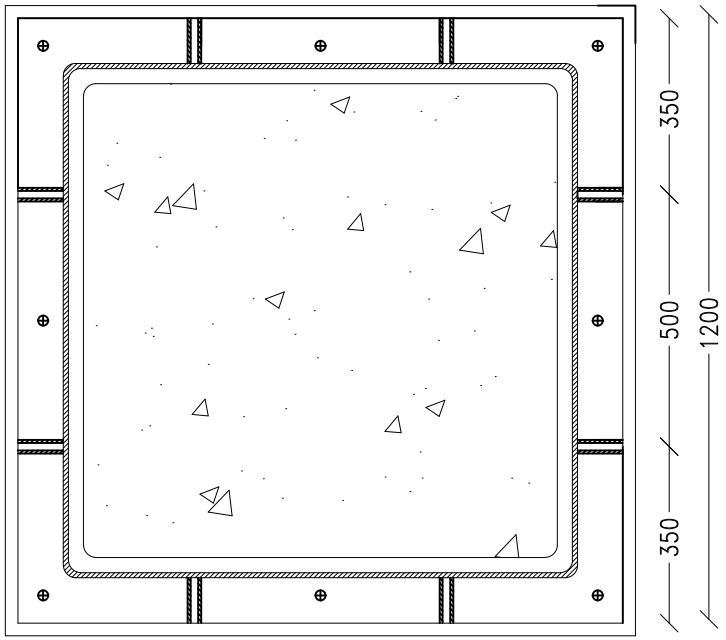
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Antar Kolom		1:30
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	21	24



Sambungan Base Plate

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

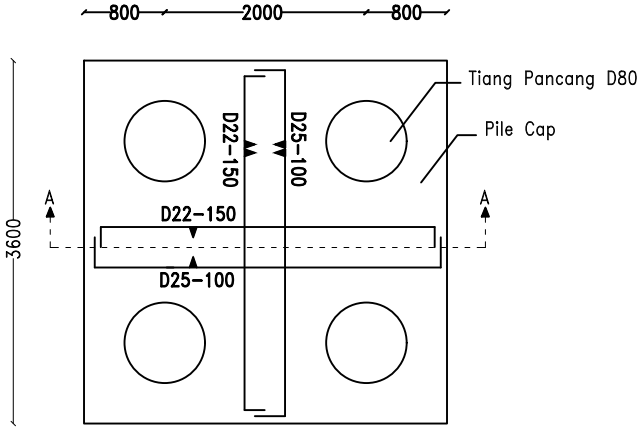
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

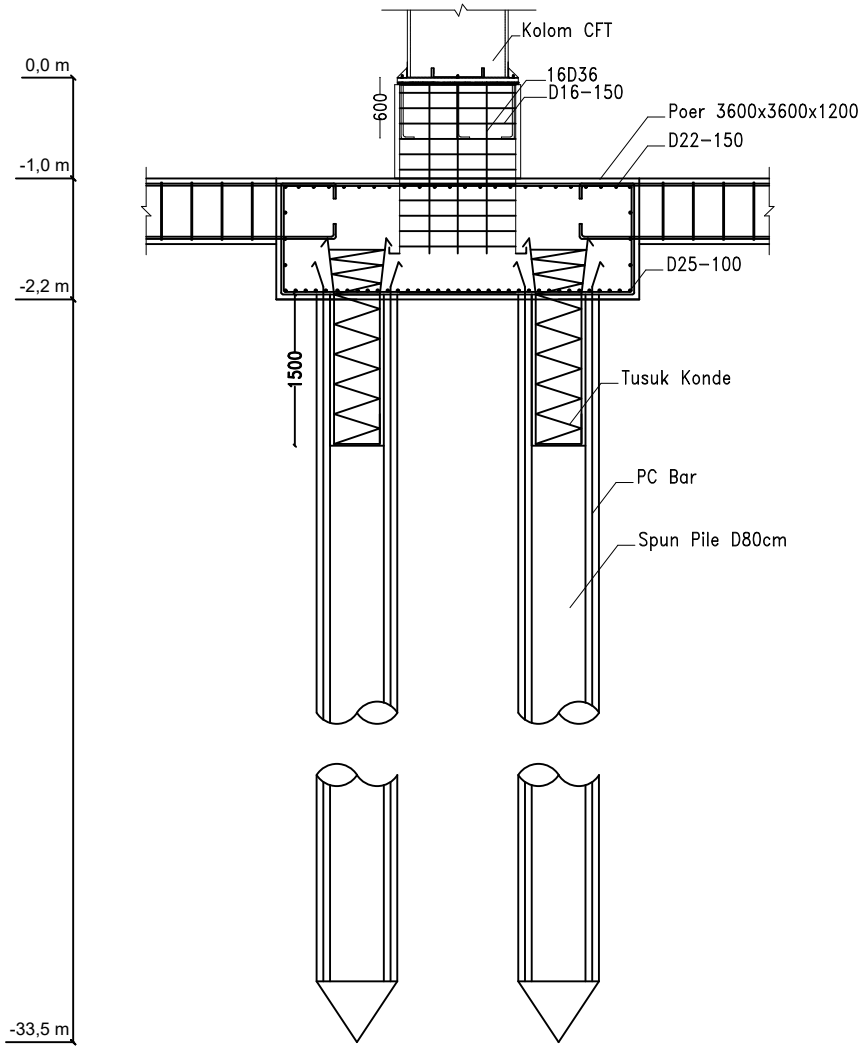
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Sambungan Base Plate		1:30
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	23	24



Detail Pondasi

SKALA 1 : 75



Potongan A-A

SKALA 1 : 75

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

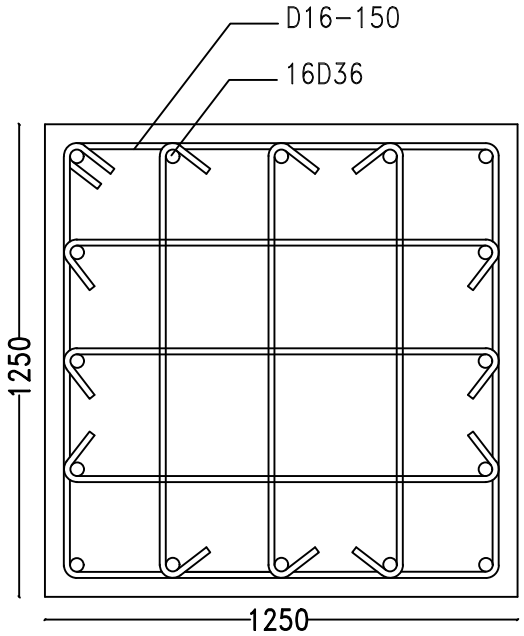
Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

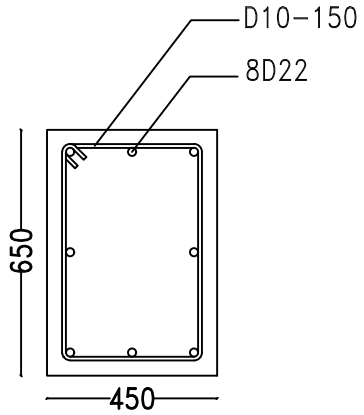
Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Detail Pondasi		1:75
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	23	24



Penulangan Kolom

SKALA 1 : 20



Penulangan Sloof

SKALA 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK SUPERBLOCK MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA *ECCRENTRICALY BRACED FRAME* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, S.T.,M.T.,Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Virliana Amanda
03111640000003

Nama Gambar		Skala
Penulangan Kolom Penulangan Sloof		1:20
Kode	No.Gambar	Jumlah Gambar
STR	24	24

BIODATA PENULIS

Penulis memiliki nama lengkap Virliana Amanda. Lahir di Gresik pada tanggal 13 Mei 1998. Penulis merupakan anak keempat dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di MI.Ma'arif Sudomukti, MTs.Ma'arif Sidomukti, SMA Negeri 1 Gresik. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Gresik tahun 2016, Penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SNMPTN) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun 2016, dan terdaftar dengan NRP 03111340000003.

Penulis pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan dengan mengikuti Tim Kawal PKM ITS pada periode 2017/2018 dan periode 2018/2019, serta menjadi pengurus LE-HMS FTSP ITS pada periode periode 2017/2018 dan periode 2017/2018. Selain itu penulis juga pernah memenangkan kompetisi nasional seperti : Juara 1, Juara kategori Implementasi desain, Juara kategori Kekuatan Struktural, Juara kategori desain seismic 12 lantai pada Kompetisi Bangunan Gedung Indonesia (KBGI) pada tahun 2019, Medali Perunggu pada Pekan Ilmiah Mahasiswa Nasional 2019 bidang Gagasan Futuristik, serta Medali Perunggu pada Pekan Ilmiah Mahasiswa Nasional 2019 bidang Gagasan Tertulis. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: virlianaamanda13@gmail.com.