PROYEK AKHIR – VC 191845

DESAIN ALTERNATIF STRUKTUR GEDUNG 4 UNIVERSITAS CIPUTRA SURABAYA MENGGUNAKAN KONSTRUKSI BAJA DENGAN SISTEM *FLUID VISCOUS DAMPER* (FVD)

NYDOWAZA ADITYATAMA
NRP. 10111710010106

DOSEN PEMBIMBING 1 :
Ir. IBNU PUJI RAHARDJO, MS.
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Dr. Eng. YUYUN TAJUNNISA, S.T., M.T.
NIP. 197802012006042002

PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN TEKNOLOGI REKAYASA PENGELOLAAN DAN PEMELIHARAAN BANGUNAN SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2021

FINAL PROJECT – VC 191845

ALTERNATIVE DESIGN BUILDING STRUCTURE 4 UNIVERSITAS CIPUTRA SURABAYA USING STEEL CONSTRUCTION WITH *FLUID VISCOUS DAMPER* (FVD)

NYDOWAZA ADITYATAMA
NRP. 10111710010106

Supervisor 1 :
Ir. IBNU PUJI RAHARDJO, MS.
NIP. 196001051986031003

Supervisor 2 :
Dr. Eng. YUYUN TAJUNNISA, S.T., M.T.
NIP. 197802012006042002

PROGRAM STUDI SARJANA TERAPAN TEKNOLOGI REKAYASA PENGELOLAAN DAN PEMELIHARAAN BANGUNAN SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2021

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

LEMBAR PENGESAHAN

"DESAIN ALTERNATIF GEDUNG 4 UNIVERSITAS CIPUTRA SURABAYA MENGGUNAKAN KONSTRUKSI BAJA DENGAN SISTEM *FLUID VISCOUS DAMPER (FVD)*"

PROPOSAL TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Sains Terapan
Pada Program Sarjana Terapan
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya, 11 Februari 2021

Disusun Oleh:

MAHASISWA

Nydowaza Adityatama
NRP. 10111710010106

Dosen Pembimbing I	**Dosen Pembimbing II**
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.	**Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, ST., MT.**
NIP. 19600105 198603 1 003	**NIP. 19780201 200604 2 002**

Berita Acara Sidang Proyek Akhir

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS
Semester Genap 2020/2021
Nomor BA :
Nomor Jadwal : 62

Program Studi : D4 Teknik Sipil (TRPPBS)
Diinput oleh : Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, ST., MT.
Bahwa pada hari ini : Kamis, 15 Juli 2021 Pukul : 9:00 s/d 11:00
Di tempat : Online Meeting

Telah dilaksanakan sidang Tugas Akhir dengan judul:

DESAIN ALTERNATIF GEDUNG 4 UNIVERSITAS CIPUTRA MENGGUNAKAN KONSTRUKSI BAJA DENGAN SISTEM FLUID VISCOUS DAMPER (FVD)

Yang dihadiri dan dipresentasikan oleh mahasiswa :	(Hadir / Tidak Hadir)
10111710010106 NYDOWAZA ADITYATAMA	Hadir

	Yang dihadiri oleh dosen Pembimbing:	(Hadir / Tidak Hadir)
1	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.	Hadir
2	Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, ST., MT.	Hadir

	Yang dihadiri oleh dosen Penguji:	(Hadir / Tidak Hadir)
1	Dr. Ir. Dicky Imam Wahyudi, MS.	Hadir
2	Nur Achmad Husin, ST., MT.	Hadir
3		

Bahwasanya, musyawarah pembimbing dan penguji pada sidang proyek akhir ini memutuskan:

10111710010106 NYDOWAZA ADITYATAMA

LULUS, DENGAN REVISI MINOR

Catatan / revisi / masukan :

1. Dr. Ir. Dicky Imam Wahyudi, MS.

a Pertimbangan menggunakan FVD pada struktur baja yang direncanakan
b Hasil analisa sebelum menggunakan FVD ditunjukkan
c Kontrol terhadap struktur yang direncanakan ditunjukkan
d Massa ragam kombinasi harus 100% (kalimat diperbaiki)
e Detail perhitungan sambungan diperbaiki
f Diberikan alternatif metode penyambungan agar lebih mudah diaplikasikan

2. Nur Achmad Husin, ST., MT.

a Pertimbangan menggunakan struktur baja, biaya konstruksi lebih murah ?

b Perhitungan scale factor ditunjukkan

c Narasi jumlah lantai diperbaiki, mutu bahan yang digunakan disebutkan

d Penempatan FVD ditunjukkan dengan jelas di gambar

e Arah pemasangan plat bondex digambarkan pada gambar denah balok

f Perencanaan pondasi diperbaiki, gambar perencanaan pondasi disesuaikan dengan perencanaan yang baru

g Perbaiki gambar sambungan, lengkapi dengan jarak dan notasi las

h Ditambahkan gambar alternatif sambungan

3.

a

b

c

d

Tindak lanjut :

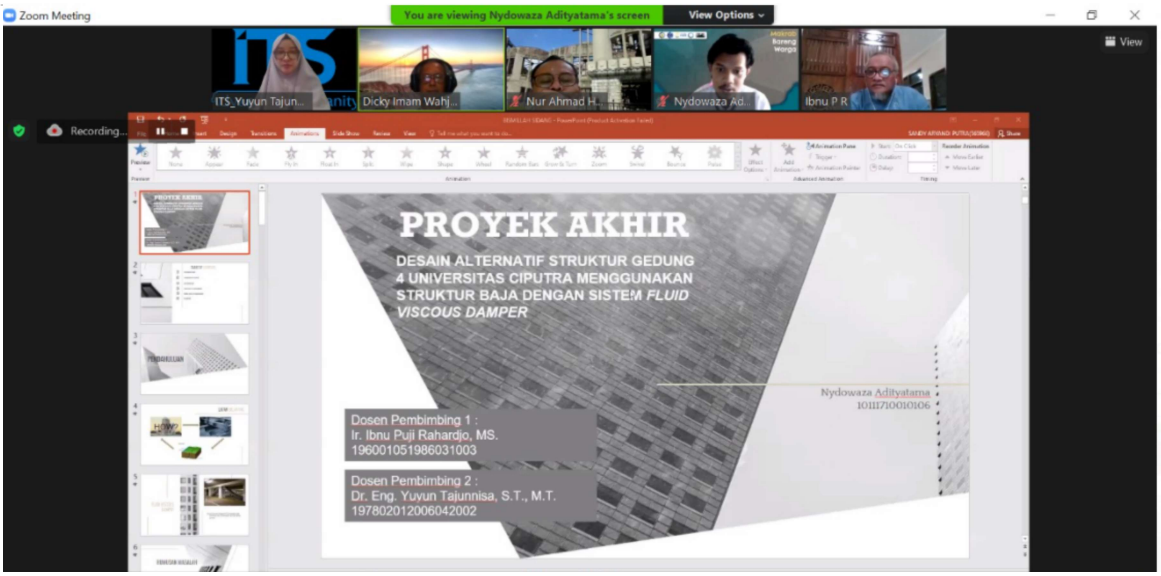
Mahasiswa memperbaiki/merevisi Proyek Akhir sesuai dengan masukan di atas.

Penutup :

Demikian Berita Acara Sidang Proyek Akhir ini dibuat sebagai panduan revisi oleh Mahasiswa.

Lampiran :

Tempelkan screen capture peserta meeting online disini.



"Halaman ini sengaja dikosongkan"

"DESAIN ALTERNATIF STRUKTUR GEDUNG 4 UNIVERSITAS CIPUTRA SURABAYA MENGGUNAKAN KONSTRUKSI BAJA DENGAN SISTEM *FLUID VISCOUS DAMPER*"

Dosen Pembimbing 1	**: Ir. Ibnu Puji Rahardjo, MS.**
NIP	**: 196001051986031003**
Dosen Pembimbing 2	**: Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, S.T., M.T.**
NIP	**: 197802012006042002**
Mahasiswa	**: Nydowaza Adityatama**
NRP	**: 10111710010106**
Departemen	**: Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi – ITS**

ABSTRAK

Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya merupakan bangunan yang terletak di Kota Surabaya, terdiri dari 24 lantai. Berdasarkan nilai SPT pada lokasi bangunan, gedung perkuliahan yang termasuk ke dalam kategori resiko IV ini dibangun diatas tanah lunak (SE) dan masuk ke dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D. Oleh sebab itu, Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Selain menggunakan SRPMB, bangunan ini akan direncanakan menggunakan *Fluid Viscous Damper* (FVD) sebagai alat peredam gaya gempa. Tujuan dari penggunaan FVD adalah untuk mendispasi energi gempa dan meminimalisir kerusakan struktur yang terjadi akibat gempa.

Pada tugas akhir ini direncanakan alternatif desain pada Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya dengan memodifikasi sistem struktur yang tadinya menggunakan *shear wall* yang diganti menjadi *Fluid Viscous Damper* (FVD). Untuk struktur utamanya yang semula

merupakan gedung beton bertulang juga akan diganti menggunakan konstruksi baja pada balok dan kolomnya. Perancangan bangunan gedung ini berdasarkan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019), untuk gempa berdasarkan pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019), pembebanan berdasarkan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020), untuk Spesifikasi Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2020), dan untuk menghitungan sambungan yang sudah terprakualifikasi dengan beban seisimik terhadap bangunan baja (SNI 7972-2020), serta peraturan penunjang lainnya yang berlaku.

Perhitungan struktur meliputi permodelan struktur dengan program bantu ETABS, analisa gaya dalam, perhitungan penulangan, dan pengecekan syarat elemen struktur. Dimensi kolom yang digunakan adalah CFT 700x700x40, CFT 700x700x40, dan CFT 550x550x36. Dimensi balok utama yang digunakan adalah WF 700.300.13.24 dan WF 300.200.12.20.Pelat yang digunakan adalah pelat bondek dengan tebal 90 mm.

Kata kunci: Struktur baja, sistem rangka pemikul momen biasa, *fluid viscous damper,* bangunan tahan gempa.

"DESAIN ALTERNATIF STRUKTUR GEDUNG 4 UNIVERSITAS CIPUTRA SURABAYA MENGGUNAKAN KONSTRUKSI BAJA DENGAN SISTEM *FLUID VISCOUS DAMPER*"

Supervisor 1	**: Ir. Ibnu Puji Rahardjo, MS.**
NIP	**: 196001051986031003**
Supervisor 2	**: Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, S.T., M.T.**
NIP	**: 197802012006042002**
Student	**: Nydowaza Adityatama**
NRP	**: 10111710010106**
Departemen	**: Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi – ITS**

ABSTRACT

Building 4 of Ciputra University Surabaya was located in Surabaya, and consists of 24 floors with 97 meters high. Based on their SPT value from where the building was placed, this university building was included in the 4th risk category and built on the soft ground (SE) and also included in seismic design category D (KDS D). Therefore, this building was designed using The Ordinary Moment Resisting Frame (SRPMB). Beside the SRPMB structure, this building will be designed using Fluid Viscous Damper (FVD) as an earthquake damper. This FVD aims to disperse energy from earthquake and also decrease the number of structural damage caused by the earthquake.

In this study, alternative design for the Ciputra University building is planned by modifying their structural system using Fluid Viscous Damper (FVD). Their main structure that used reinforced concrete building structure at first will also be modified by using steel construction for their beams and columns. The design of this building will follow some spesifications such as Persyaratan Beton Struktural

untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019) for the earthquake value, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020) for the load value, Spesifikasi Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2020) for the steel structure, Sambungan yang Sudah Terprakualifikasi dengan Beban Seisimik terhadap Bangunan Baja (SNI 7972-2020) for the connector, and other applicable spesifications.

Structure analysis includes structural modeling using ETABS, force anaylisis, reinforce calculation, and checking the structural element requirements. The column dimensions used in this study are CFT 700x700x40, CFT 700x700x40, dan CFT 550x550x36. The type that used in this study for the main beam are WF 700.300.13.24 dan WF 300.200.12.20. And last, floordeck with 90 mm thick also used in this study

Keyword : *Steel structure strengthening, Ordinary Moment Resisting Frame, fluid viscous damper, Earthquake resistant building*.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan Rahmat serta hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan proposal tugas akhir, Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penyusunan karya tulis dari bantuan, dukungan dan perhatian berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Kedua orang tua, saudara – saudara tercinta, sebagai semangat, dan yang telah banyak memberi dukungan, terutama doa.
2. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, M.S. dan Ibu Dr. Eng. Yuyun Tajunnisa, ST., MT selaku dosen pembimbing yang telah memberikan masukan dan bimbingan selama proses pembuatan tugas akhir terapan.
3. Bapak Mohammad Khoiri, ST., MT., Ph.D., selaku ketua program studi Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV – ITS.
4. Teman-teman Teknik Infrastruktur Sipil yang selalu mendukung dan memberikan semangat dalam penyelesaian proposal tugas akhir terapan ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan proposal tugas akhir terapan ini masih banyak terdapat kekurangan, Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam proposal tugas akhir terapan ini.

Surabaya, 15 Juli 2021

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN v
ABSTRAK vii
ABSTRACT ix
KATA PENGANTAR xi
DAFTAR ISI xii
DAFTAR GAMBAR xvi
DAFTAR TABEL xviii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Batasan Masalah 2
1.4 Tujuan 3
1.5 Manfaat 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2 Studi Literatur 5
2.3 *Fluid Viscous Damper* 5
2.3.1 Komponen *Fluid Viscous Damper* 7
2.3.1.1 Kekakuan *Fluid Viscous Damper* 7
2.3.2 Pemasangan *Fluid Viscous Damper* 8
2.3.3 Kelebihan *Fluid Viscous Damper* 8
2.3.4 Kekurangan *Fluid Viscous Damper* 9
2.4 Sistem Struktur Gedung 9
2.5 Penetapan Beban 10
2.5.1 Beban Mati 10
2.5.2 Beban Hidup 11

2.5.3 Beban Gempa 12
2.5.4 Beban Angin 16
2.5.5 Beban Hujan 16
2.6 Balok Lentur 16
2.6.1 Perilaku Keruntuhan Elemen Struktur 17
2.6.2 Rasio Lebar-Tebal dan Klasifikasi Profil 18
2.6.3 Kuat Lentur Nominal 19
2.6.4 Tekuk Lateral (*Lateral Buckling*) 21
2.7 Kolom 24
2.7.1 Klasifikasi Penampang 25
2.7.2 Kuat Tekan Nominal 25
2.7.3 Penampang Simetri Terhadap Lentur dan Aksial 28
2.8 Sambungan 28
2.8.1 Sambungan Las 29
2.8.2 Sambungan Baut 30
BAB III METODOLOGI 35
3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir 35
3.2 Data Perencanaan 38
3.2.1 Data Bangunan 38
3.2.2 Data Material 38
3.2.3 Data Tanah 38
3.3 Analisa Beban 38
3.4 Permodelan Struktur 39
3.5 Analisa Struktur Eksisting 40
BAB IV ANALISIS PEMBEBANAN 41
4.1 Beban Mati (DL) 41
4.1.1 Beban Struktur (*Self Weight Dead*) 41

4.1.2 Beban Mati Tambahan 41
4.1.3 Beban Lift 41
4.2 Beban Hidup (LL) 43
4.3 Beban Air Hujan (R) 43
4.4 Beban Angin (W) 44
4.5 Beban Gempa (E) 46
4.6 Kombinasi Pembebanan 54
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 55
5.1 Kontrol Sistem Struktur 55
5.1.1 Kontrol Partisipasi Massa 55
5.1.2 Penentuan Periode Fundamental 57
5.1.3 Kontrol Geser Dasar Seismik 59
5.1.4 Kontrol Simpangan Antar Lantai 61
5.2 Perhitungan Struktur Sekunder 65
5.2.1 Perhitungan Pelat Lantai 65
5.2.2 Perhitungan Balok Anak 71
5.2.3 Perhitungan Struktur Tangga 79
5.2.4 Perhitungan Balok Penumpu Lift 92
5.3 Perhitungan Struktur Primer 96
5.3.1 Perhitungan Balok Induk 96
6.3.2 Perhitungan Kolom 104
5.3.3 Perhitungan Sambungan Balok Anak – Balok Induk 111
5.3.4 Perhitungan Sambungan Balok Tangga – Balok Penumpu Tangga 114
5.3.5 Perhitungan Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom 116
5.3.6 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Kolom 119

5.3.7 Perhitungan Sambungan Kolom – Kolom 123
5.3.8 Perhitungan Kapasitas Bracing 126
5.3.9 Perhitungan Sambungan *HSS Circle* ke Kolom 128
5.3.10 Perhitungan Baut Angkur 135
5.3.11 Perhitungan Base plate 139
5.4 Perhitungan Struktur Bawah 146
5.4.1 Data Perencanaan Tiang Pancang 146
5.4.2 Perhitungan Daya Dukung Tanah 147
5.4.3 Perhitungan Pondasi Tipe 1 148
5.4.4 Perhitungan Pondasi Tipe 2 157
5.4.5 Perhitungan Pondasi Tipe 3 166
5.4.6 Perhitungan Pondasi Tipe 4 176
BAB VI METODE PELAKSANAAN 186
6.1 Umum 186
6.2 Perencanaan Alur Pekerjaan 186
6.3.1 Pekerjaan Pemasangan Kolom 186
6.3.2 Pekerjaan Pemasangan Balok 187
6.3.3 Pekerjaan Pelat Lantai 187
6.3.4 Pekerjaan Pemasangan FVD 188
BAB VII KESIMPULAN 193
7.1 Hasil Kesimpulan 193
7.2 Saran 195
DAFTAR PUSTAKA 197
BIODATA PENULIS 198

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Grafik Hubungan Antara Gaya Damping dan Kecepatan ... 6
Gambar 2. 2 Sketsa *Fluid Viscous Damper* ... 7
Gambar 2. 3 Desain Pemasangan FVD Pada Bangunan ... 8
Gambar 2. 4 Nilai Ss dan S_I Lokasi Gedung ... 10
Gambar 2. 5 Tipe – Tipe Penampang yang Digunakan Sebagai Balok ... 17
Gambar 2. 6 Perilaku Keruntuhan Tarik Baja Daktail ... 17
Gambar 2. 7 Hubungan Kapasitas Lentur Dengan Jarak Pengekangan Lateral, L_p ... 21
Gambar 2. 8 Balok Tertumpu Sederhana Dengan Pengaku Lateral ... 23
Gambar 2. 9 *Allignment Chart* – Rangka Tidak Bergoyang ... 27
Gambar 2. 10 *Allignment Chart* – Rangka Bergoyang ... 27
Gambar 2. 11 Simbol Las dan Aplikasinya ... 30
Gambar 3. 1 Permodelan Eksisting Bangun ... 39
Gambar 4. 1 Dimensi *Lift Hyundai* ... 42
Gambar 4. 2 Pembebanan balok penggantung lift ... 42
Gambar 4. 3 Katergori Resiko Bangunan ... 44
Gambar 4. 4 Nilai Percepatan Batuan Dasar Perioda Pendek (Ss) ... 47
Gambar 4. 5 Nilai Percepatan Batuan Dasar Perioda 1 Detik (S1) ... 48
Gambar 4. 6 Grafik *Response Spectrum* Gempa Surabaya ... 53
Gambar 5. 1 Nilai parameter pendeketan ... 58
Gambar 5. 2 Penulangan Pelat Lantai S1 ... 66
Gambar 5. 3 Penulangan Pelat Lantai S2 ... 68
Gambar 5. 4 Penulangan Pelat Lantai S3 ... 70
Gambar 5. 5 Penulangan Pelat Lantai Parkir ... 71
Gambar 5. 6 Potongan PenampangBalok Anak ... 72
Gambar 5. 7 Model beban pada balok anak ... 72
Gambar 5. 8 Potongan Penampang Balok Kantilever ... 76
Gambar 5. 9 Denah Tangga ... 81
Gambar 5. 10 Penulangan pelat anak tangga dan bordes ... 82
Gambar 5. 11 Potongan penampang balok utama tangga ... 83
Gambar 5. 12 Potongan balok utama tangga ... 84
Gambar 5. 13 Gambar mekanika teknik balok utama tangga ... 85
Gambar 5. 14 Potongan penampang balok penumpu bordes ... 89
Gambar 5. 15 Gambar mekanika balok bordes ... 90

Gambar 5. 16 Spesifikasi Lift 92
Gambar 5. 17 Gambar potongan penampang balok lift 93
Gambar 5. 18 Gambar mekanika balok penumpu lift 94
Gambar 5. 19 Diagram Momen Balok Induk B1 96
Gambar 5. 19 Diagram Momen Balok Induk B1 99
Gambar 5. 20 Diagram Momen Balok Induk B2 102
Gambar 5. 21 Konfigurasi sambungan geser 2 baut 112
Gambar 5. 22 Jarak antar baut 113
Gambar 5. 23 Letak kuat geser balok yang ditinjau 113
Gambar 5. 24 Konfigurasi sambungan geser 2 baut 114
Gambar 5. 25 Jarak antar baut 115
Gambar 5. 26 Letak kuat geser balok yang ditinjau 116
Gambar 5. 27 Konfigurasi sambungan geser 2 baut 117
Gambar 5. 28 Jarak antar baut 118
Gambar 5. 29 Letak kuat geser balok yang ditinjau 118
Gambar 5. 30 Konfigurasi *Extended End-Plate* delapan baut + pengaku 119
Gambar 5. 32 Skema Gaya Dalam pada Sambungan 128
Gambar 5. 33 Penyebaran Beban dari Gaya Terpusat melalui Kepala Pelat 134
Gambar 5. 34 Jarak antau baut untuk sambungan *End-Plate* 136
Gambar 5. 35 Geometri Penampang Base Plate 139
Gambar 5. 36 Geometri Pemasangan Baut Angkur 143
Gambar 5. 38 Brosur Spesifikasi Tiang Pancang PT. Wika Beton 146
Gambar 5. 37 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe 1 149
Gambar 5. 38 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe II 159
Gambar 5. 39 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe III 168
Gambar 5. 40 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe IV 177

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Kategori Resiko Bangunan 12
Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa 13
Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs Tanah 13
Tabel 2. 4 Koefisien F_a 14
Tabel 2. 5 Koefisien F_V 15
Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik 15
Tabel 2. 7 Klasifikasi Elemen Penahan Tekan Aksial 18
Tabel 2. 8 Contoh Klasifikasi Elemen Penampang 25
Tabel 4. 1 Spesifikasi lift *Hyundai* 41
Tabel 4. 2 Spesifikasi lift *Hyundai* (lanjutan) 42
Tabel 4. 3 Hasil Uji SPT Tanah Surabaya 46
Tabel 4. 4 Nilai Percepatan Gempa Respons 49
Tabel 5. 1 Nilai Partisipasi Massa 55
Tabel 5. 2 Koefisien untuk Cu 57
Tabel 5. 3 Perbandingan Periode Fundamental 59
Tabel 5. 4 Geser Dasar Respons (Vt) 60
Tabel 5. 5 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X 61
Tabel 5. 6 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y 62
Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X 63
Tabel 5. 8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y 64
Tabel 5. 9 Beban Berguna Pelat Lantai S1 65
Tabel 5. 10 Beban Berguna Pelat Lantai S2 67
Tabel 5. 11 Beban Berguna Pelat Lantai S3 68
Tabel 5. 12 Beban Berguna Pelat Lantai Parkir 70
Tabel 5. 13 Dimensi Balok Anak 71
Tabel 5. 14 Beban mati merata pada balok anak 73
Tabel 5. 15 Dimensi Balok Anak 75
Tabel 5. 16 Beban mati merata pada balok kantilever 76
Tabel 5. 17 Data Perencanaan Tangga 79
Tabel 5. 18 Beban Berguna Pelat Anak Tangga 80
Tabel 5. 19 Dimensi Balok Utama Tangga 82
Tabel 5. 20 Dimensi Balok Penumpu Bordes 89
Tabel 5. 21 Dimensi balok penumpu lift 93
Tabel 5. 25 Data untuk *extended end plate* 120

Tabel 5. 32 Data Perencanaan Baut Angkur 135
Tabel 5. 33 Rangkuman Kuat Batas Angkur..... 138
Tabel 5. 36 Data Perencanaan Tiang Pancang 146
Tabel 5. 36 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*..... 150
Tabel 5. 36 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*..... 159
Tabel 5. 36 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*..... 168
Tabel 5. 36 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*..... 178

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Konstruksi baja untuk bangunan gedung tinggi terbukti lebih kokoh dan juga aman. Tak hanya itu, konstruksi baja juga lebih mudah dirangkai dan mempercepat proses pembangunan sehingga banyak digunakan. Dalam pembangunan gedung efisiensi waktu sangat penting karena dapat membantu menekan biaya konstruksi. Struktur baja pada gedung merupakan investasi jangka panjang yang menjanjikan, dan jika dibongkar maka nilai jualnya akan tetap tinggi Tidak perlu diragukan lagi kualitasnya, terutama dari segi pengerjaannya.. Mutu baja juga dijamin tidak akan turun dibandingkan beton. dalam pengerjaannya mutu beton seringkali turun. Di sisi lain, pembongkaran baja lebih mudah karena hanya melepas bautnya. Dari segi lingkungan, baja dianggap lebih ramah. Seperti yang kita ketahui bersama, beton terbuat dari batu, pasir dan air.

Selain itu Indonesia terletak di antara dua benua dan dua samudera. Hal ini yang kemudian menjadi penyebab kenapa di Indonesia sering sekali terjadi gempa bumi, baik vulkanik maupun tektonik. Kondisi inilah yang menuntut agar bangunan yang terletak di daerah rawan gempa harus direncanakan untuk dapat menahan gaya gempa. Untuk mengurangi risiko kerusakan bangunan akibat gempa, sekarang ini telah dikembangkan suatu metode perencanaan bangunan tahan gempa. Metode ini bukan dengan cara meningkatkan kapasitas elemen struktur, sebaliknya gaya gempa yang bekerja diredam menggunakan alat damper. Sehingga, struktur bangunan menjadi lebih elastis dan mampu meredam guncangan gempa. Kondisi tersebut diharapkan tidak terjadi kerusakan struktur bangunan ketika gempa terjadi dan untuk sistem penahan gempanya akan diberikan suatu alat peredam gempa yaitu salah satunya dengan *Fluid Viscous Damper (FVD).*

Pada tugas akhir ini digunakan *Fluid Viscous Damper* (FVD) sebagai alat peredam dan pendisipasi energi akibat gempa. FVD dipilih karena bangunan berada di atas tanah lunak, dan alat pendisipasi energi yang cocok digunakan yaitu FVD. Alat peredam ini diletakan diantara balok dan kolom gunanya sebagai pengaku dan mengurangi kerusakan pada struktur utama.

Sebelumnya gedung ini menggunakan sistem ganda (*dual system*) yakni Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Dinding Geser (*shearwall*). Bangunan ini memiliki jumlah lantai sebanyak 23 lantai, yang terdiri dari 7 lantai parkiran dan 16 lantai tower. Bangunan ini dapat digolongkan kedalam bangunan tinggi. Pada Gedung ini akan dimodifikasi dari kontruksi gedung beton menjadi konstuksi bangunan baja dan penambahan sistem menggunakan *fluid viscous damper* (FVD) dengan mengganti fungsi dari dinding geser. Setelah dinding geser dihilangkan dan dilakukan evaluasi, diketahui bahwa gedung tersebut mempunyai drift melebihi dari simpangan ijin. Dalam mengatasi masalah tersebut perlu dilakukan modifikasi sistem struktur dengan menggunakan *fluid viscous damper (FVD)* dan untuk mengetahui keefektifan pola penempatan FVD pada struktur gedung bertingkat tipe SPRMB menggunakan jenis FVD yang sama dengan mencermati kinerja struktur meliputi aspek waktu getar struktur, gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, tingkat kinerja struktur, dan tingkat daktilitas..

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarakan latar belakang diatas, perumusan masalah yang akan ditinjau dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana mendesain struktur Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya menggunakan konstruksi baja dengan sistem *Fluid Viscous Damper (FVD)* ?
2. Bagaimana metode pelaksanaan pemasangan *Fluid Viscous Damper (FVD)* di lapangan ?

1.3 Batasan Masalah

Ruang lingkup pembatasan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Metode pelaksanaan hanya difokuskan pada pemasangan sistem *Fluid Viscous Damper* (FVD) di lapangan, bukan metode pelaksanaan secara keseluruhan.
2. Beban gempa dihitung menggunakan metode *response spectrum.*
3. Pelat lantai diasumsikan menjadi beban pada struktur primer.
4. Untuk sistem struktur memakai SRPMB.

1.4 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui cara mendesain struktur Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya menggunakan konstruksi baja dengan sistem Fluid Viscous Damper (FVD).
2. Mengetahui perilaku sistem struktur yang terjadi akibat gempa yang disesuaikan terhadap SNI 1726:2019.
3. Mengetahui metode pelaksanaan pemasangan *Fluid Viscous Damper (FVD)* di lapangan.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat dari penyusunan Tugas Akhir ini yaitu :

1. Menambah wawasan dan ilmu khususnya kepada penulis mengenai perencanaan bangunan menggunakan sistem *Fluid Viscous Damper (FVD)* yang memenuhi persyaratan kemanan dan kestabilan struktur
2. Sebagai bahan pembelajaran dan referensi dalam mengembangkan ilmu perencanaan bangunan gedung khususnya mengenai sistem *Fluid Viscous Damper (FVD)* sebagai perencanaan struktur bangunan tahan gempa.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Konstruksi baja memiliki daya daktilitas yang tinggi. Keunggulan ini menjadikan struktur baja lebih elastis. Konstruksi baja juga lebih mudah dirangkai dan mempercepat proses pembangunan sehingga banyak digunakan. Dalam pembangunan gedung efisiensi waktu sangat penting karena dapat membantu menekan biaya konstruksiPada bangunan bertingkat tinggi beban lateral akibat gaya gempa dan angin menjadi lebih dominan karena beban yang diterima lebih besar dari bangunan yang bertingkat rendah. Gangguan akibat gaya lateral dapat menyebabkan terjadinya simpangan pada gedung.

Fluid Viscous Damper (FVD) merupakan *viscous damper* yang umum digunakan sebagai pelindung struktur yang dipasang pada *skeleton frame* bangunan, untuk meredam atau mendisipasi energi gempa yang masuk ke bangunan. Peredam FVD menghilangkan energi dengan mengubah energi kinetik menjadi energi panas, selanjutnya panas yang terjadi menghilang di udara. Bagian yang bekerja adalah piston pada FVD tertekan maupun tertarik yang akan mengalirkan fluida didalam FVD tersebeut. Perbedaan tekanan yang besar di sepanjang *orifice* menciptakan gaya redaman.

2.2 Studi Literatur

Peraturan yang digunakan untuk perencanaan Gedung 4 Universitas Ciputra adalah

1. SNI 1726:2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
2. SNI 1727:2020 Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain
3. SNI 2847:2020 Persyaratan beton struktural gedung
4. SNI 1729:2020 Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural
5. AISC 360-16 *Specification for Structural Steel Buildings*

2.3 *Fluid Viscous Damper*

Fluid viscous damper bekerja dengan cara memberikan gaya untuk meredam gerakan struktur saat terjadi gempa. *Fluid Viscous*

Damper mendisipasi energi berdasarkan kecepatan gerak piston dan kekentalan cairan yang mengalir melalui lubang di piston. Cairan pekat yang biasa digunakan yaitu minyak silikon (*silicone oil*). FVD dipasang pada skeleton frame bangunan, biasanya sejajar dengan bracing diagonal.

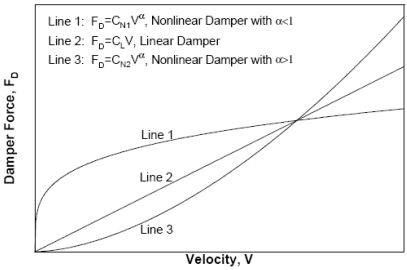
Fluid viscous damper bekerja layaknya pegas yang dapat mereduksi tegangan dan defleksi yang terjadi pada struktur bangunan secara bersamaan. Gaya redaman yang bekerja sebanding dengan perubahan kecepatan *stroke* (*stroking velocity*). Cara kerja ini dianalogikan seperti suspensi atau shock absorber pada mobil. *Viscous damper* mendisipasi energi berdasarkan kecepatan gerak dari bagian damper. Bentuk umum dari gaya redaman atau damping dapat ditulis:

$$\boldsymbol{F_D = CV^{\alpha}} \qquad \text{Pers. 2- 1}$$

Dimana :

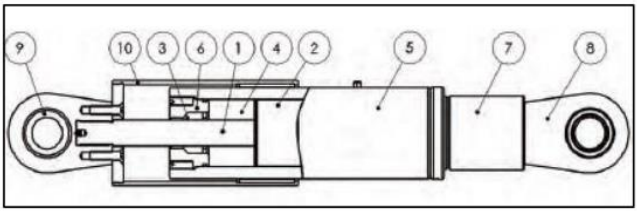
F_D = gaya damping
C = konstanta damping
V = kecepatan
α = eksponen antara 0 dan 1

Koefisien α mempengaruhi kelinieran dari damping, bila $\alpha = 1$ gaya damping disebut *linear viscous damper*, sedangkan $\alpha < 1$ maka gaya damping disebut *nonlinear viscous damper*. *Nonlinear viscous damper* lebih efektif dalam memperkecil goncangan dengan kecepatan tinggi.



Gambar 2. 1 Grafik Hubungan Antara Gaya Damping dan Kecepatan
Sumber : Narkhede dan Sinha 2012

Gambar 2. 2 Sketsa *Fluid Viscous Damper*
Sumber : *Taylor Devices Inc. 2020*



2.3.1 Komponen *Fluid Viscous Damper*

1. *Piston Rod,* berupa batang untuk piston yang terbuat dari *stainless steel*.
2. *Piston Head*, terbuat dari baja dan terdapat lubang untuk saluran cairan mengalir.
3. *Seal / Seal Bearings*, lapisan yang terbuat dari *acetyl resin* dan *Teflon*.
4. *Fluid*, cairan yang digunakan bersifat tidak mudah menyala dan tidak mudah terbakar.
5. *Cylinder*, sudah dilapisi dengan cat untuk mencegah korosi.
6. *End Cap*, penutup tabung yang tahan panas dan juga dilapisi cat untuk mencegah korosi.
7. *Extender*, sebagai penyambung yang dibuat dari baja karbon.
8. *End Clevis*, tahan panas dan dilapisi cat untuk mencegah korosi.
9. *Spherical Bearing*, ditempa dari baja campuran untuk pesawat.
10. *Outer Sleeve*, terbuat dari baja karbon dan dilapisi cat untuk mencegah korosi.

2.3.1.1 Kekakuan *Fluid Viscous Damper*

Menurut Douglas P. Taylor, kekakuan dari *Fluid Viscous Damper* (FVD) yaitu

$$K = \frac{AE}{L}$$ Pers. 2- 2

Dimana:

K = kekakuan *Fluid Viscous Damper* (FVD (kg/m)

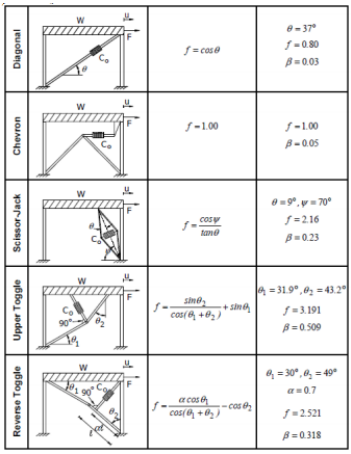
A = luas *Fluid Viscous Damper* (FVD) (m^2)

E = modulus elastisitas (kg/m^2)

L = panjang *Fluid Viscous Damper* (FVD) (m)

2.3.2 Pemasangan *Fluid Viscous Damper*

Sistem *Fluid viscous damper* dapat dipasang dengan beberapa cara. Diantaranya adalah dengan cara diagonal, *chevron, scissor-jack, upper toggle* dan *reverse toggle*.



Gambar 2. 3 Desain Pemasangan FVD Pada Bangunan
Sumber : Sigaher-Boyle and Constantinou 2004

Pada saat pemasangan *fluid viscous damper* umumnya disambung dengan bracing baja. Karena panjang dari *fluid viscous damper* hanya sekitar 1 meter.

2.3.3 Kelebihan *Fluid Viscous Damper*

Sistem Adapun kelebihan dari menggunakan *fluid viscous damper* adalah sebagai berikut :

1. Dapat mereduksi gerakan struktur akibat gempa, dengan mengubah energi kinetik menjadi energi panas,

selanjutnya panas yang terjadi menghilang di udara (atmosfir).
2. Dapat mereduksi simpangan antar lantai.
3. Dapat mereduksi periode fundamental struktur.
4. Dapat mereduksi base shear.
5. Dapat mereduksi tegangan dan defleksi struktur secara bersamaan saat gempa. Karena gaya yang dihasilkan FVD yang bekerja sebanding dengan perubahan kecepatan *stroke*nya (*stroking velocity*).
6. Fleksibel dalam pemilihan lokasi penempatan, konfigurasi, dan ukuran.

2.3.4 Kekurangan *Fluid Viscous Damper*

1. *Fluid Viscous Damper* pada umumnya dipasang pada struktur atas gedung. Sehingga, keberadaannya dapat mengurangi nilai arsitektural dan memakan ruang.
2. FVD yang tersedia di pasaran panjangnya hanya sekitar 1 meter. Sehingga, diperlukan *bracing* sebagai penyambung pada saat pemasangannya.

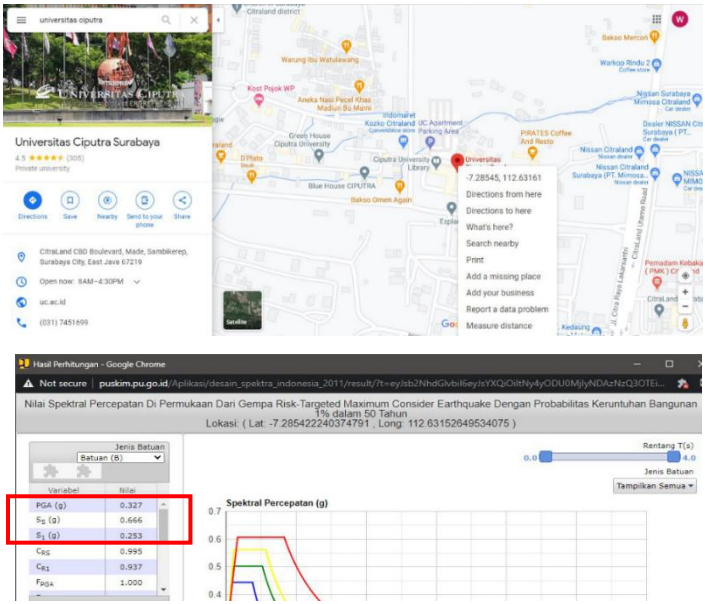
2.4 Sistem Struktur Gedung

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) digunakan untuk meminimalisir kegagalan konstruksi bangunan akibat beban, termasuk saat terjadi beban gempa. Ada 3 jenis Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang didasarkan pada Kategori Desain Seismik (KDS) dari gedung. Antara lain sebagai berikut :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) jika KDS A atau B.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) jika KDS C
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) jika KDS D, E, atau F.

Berdasarkan perhitungan percepatan spektral desain lokasi Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya, diperoleh KDS D, sehingga sistem yang yang tepat untuk Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Tetapi dalam perencanaan *Fluid Viscous Damper* (FVD) menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dengan pertimbangan gaya gempa yang terjadi diredam

oleh *Fluid Viscous Damper* (FVD), dan setelah terjadi gempa struktur masih bisa digunakan kembali.



Gambar 2. 4 Nilai Ss dan S_1 Lokasi Gedung
Sumber : PUSKIM

2.5 Penetapan Beban

Perencanaan pembebanan dihitung mengacu pada SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan ASCE 7-16. Untuk beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan 16 Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

2.5.1 Beban Mati

Beban mati terdiri atas berat sendiri seluruh elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung. Beban mati sendiri terdiri dari dua macam, antara lain:

1. Berat sendiri elemen struktur (*selfweight*, DL):
   Berat beton bertulang = **2360 kg/m^3** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1)
2. Berat sendiri tambahan (*superimposed dead load*, SDL):
   - Berat dinding bata ringan (4m) = **300 kg/m** (Brosur CITICON®)
   - Berat dinding bata ringan (5m) = **375 kg/m** (Brosur CITICON®)
   - Berat keramik dan spesi = **77 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 “Ceramic or quarry tile (19 mm) on 13-mm mortar bed”)
   - Beban *Mechanical Electrical* = **19 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 “Mechanical Duct Allowance”)
   - Beban Plafon (*Gypsum 9mm*) = **7,2 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "Acoustical Fiberboard")
   - Beban penggantung langit-langit = **10 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "*Suspended Steel Channel System*")
   - Beban Bondek = **10,1 kg/m^2** (Brosur Lysaght Bondek)
   - Beban lapisan waterproofing = **5 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "*Waterproofing Membranes Liquid Applied*")

2.5.2 Beban Hidup

Beban hidup mencakup semua beban yang terjadi akibat dari pemakaian dan penghunian suatu bangunan, termasuk dalam barang yang ada didalamnya walau tidak permanen. Beban hidup diperhitungkan sesuai dengan fungsi bangunan Beban hidup dapat didefinisikan sesuai SNI 1727-2020 Tabel 4.3-1 sebagai berikut:

- Beban Lobby = **4,79 kN/m^2**
- Beban Ruang Kelas = **3,83 kN/m^2**
- Beban Koridor = **4,79 kN/m^2**
- Beban Koridor diatas lantai pertama = **3,83 kN/m^2**
- Beban Ruang Publik = **4,79 kN/m^2**
- Beban Kantor = **2,40 kN/m^2**
- Beban Panggung Pertemuan = **7,18 kN/m^2**
- Beban Jalur untuk akses pemeliharaan = 1**,92 kN/m^2**
- Beban Ruang Laboratorium = **7,18 kN/m^2**

2.5.3 Beban Gempa

Perencanaan beban gempa untuk struktur Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya menggunakan metode spektrum respons sesuai dengan ketentuan pada SNI 1726-2019.

a) Kategori Resiko Bangunan

Kategori risiko bangunan gedung dibedakan sesuai dengan fungsi dari bangunan tersebut. Banyak faktor yang mempengaruhi dari tingkat kategori risiko bangunan seperti: tingkat risiko terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, potensi menyebabkan dampak ekonomi dan/atau gangguan massal, serta keharusan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan sesuai Tabel 3 SNI 1726-2019

Tabel 2. 1 Kategori Resiko Bangunan
Sumber : SNI 1726:2019

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko 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 - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

b) Faktor Keutamaan Gempa

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non-gedung sesuai SNI 1726-2019 Tabel 4, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (Ie).

Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa
Sumber : SNI 1726:2019

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

c) Wilayah Gempa dan Struktur Respons

1. Parameter Percepatan

Untuk Parameter SS (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun.

2. Klasifikasi Situs

Setelah menemukan titik yang sesuai berdasarkan daerah yang ditinjau (Surabaya), maka langkah selanjutnya adalah mengklarifikasi situs, dimana klasifikasi kelas situs tersebut terbagi menjadi: SA, SB, SC, SD, SR, dan SF.

Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs Tanah
Sumber : SNI 1726:2019

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Kelas situs nantinya untuk mengklasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Nantinya profil tanah di situs harus di klasifikasikan sesuai dengan SNI 1726-2019 Tabel 5 dijelaskan beberapa macam kelas situs yang harus ditinjau.

3. Koefisien Situs dan Parameter Respon Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Target (MCER)

Tabel 2. 4 Koefisien F_a
Sumber : SNI 1726:2016

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}5$	$S_1 \geq 0{,}6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[a]					

Setelah Percepatan respons spektrum MCE untuk periode singkat (SMS) dan pada periode 1 detik (SM1) dihitung berdasarkan SNI 1726:2019 pers. 7 dan pers. 8, yakni sebagai berikut:

$SMs = Fa \times Ss$ Pers. 2- 3

$SM1 = Fv \times S1$ Pers. 2- 4

Keterangan:
SS = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek
S1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 0.1 detik
Koefisien situs Fa dan Fv mengikuti SNI 1726-2019 Tabel 6 dan 7

(a) Untuk nilai-nilai antara SS dapat dilakukan intepolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat SNI 1726-2012 ps. 6.10.1

Tabel 2. 5 Koefisien F_V
Sumber : SNI 1726:2019

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS[(a)]					

(a) Untuk nilai-nilai antara S1 dapat dilakukan intepolasi linier
(b) S1 = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik lihat SNI 1726-2019 Pasal 6.10.1

4. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode singkat (SDS) dan periode 1 detik (SD1) dihitung sesuai SNI 1726-2019 ps. 6 persamaan 9 dan 10.

$SDS = 2/3\ SMS$ Pers. 2- 5
$SD1 = 2/3\ SM1$ Pers. 2- 6

5. Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik dari struktur yang ditinjau diambil berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 6, dimana diambil berdasarkan nilai SDS dan kategori risiko bangunan yang ditinjau.

Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik
Sumber : SNI 1726:2019

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

2.5.4 Beban Angin

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menanahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut Pasal 26 sampai Pasal 31 pada SNI 1727-2020. Ketentuan dalam pasal ini mendefinisikan parameter angin dasar untuk digunakan dengan ketentuan lainnya yang terdapat dalam standar ini.

2.5.5 Beban Hujan

Menurut SNI 1727-2013 setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul pada bagian tersebut tertutup ditambah dengan beban 34 merata yang disebabkan oleh kenaikan air diatas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran rencananya.

$$\boldsymbol{R = 0,0098(d_s + d_h)} \qquad \text{Pers. 2- 7}$$

Dimana :

R = Beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam satuan kN/m2 . Apabila istilah atap yang tidak melendut digunakan, lendutan dari beban (termasuk beban mati) tidak perlu diperhitungkan ketika menentukan jumlah air hujan pada atap.

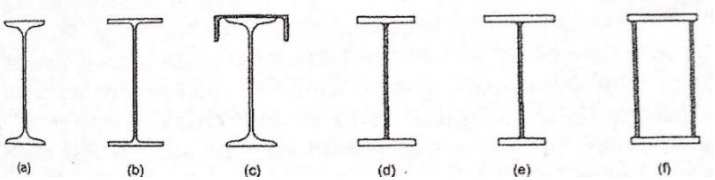
d_s = Kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis), dalam satuan mm.

d_h = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana (tinggi hidrolik), dalam satuan meter.

2.6 Balok Lentur

Istilah balok lentur adalah struktur yang ditempatkan secara horizontal dengan bebannya tegak lurus terhadap penampang. Beban pada balok disalurkan ke kolom. Beban yang didistribusikan menghasilkan gaya internal pada balok dalam bentuk gaya lentur dan geser biasanya. Oleh karena itu, struktur balok baja harus dirancang untuk menahan gaya lentur dan geser, dan defleksi akibat gaya lentur ini harus dievaluasi. Gambar 2.5 di bawah ini

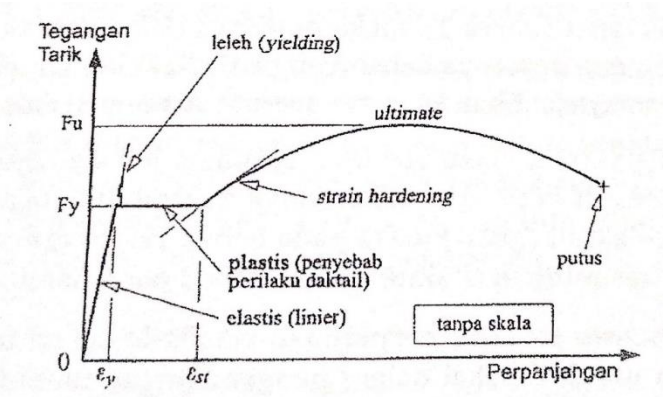
menunjukkan beberapa jenis penampang baja, yang umumnya digunakan sebagai elemen balok pada suatu struktur.



Gambar 2. 5 Tipe – Tipe Penampang yang Digunakan Sebagai Balok
Sumber : Wiryanto Dewobroto, 2016

2.6.1 Perilaku Keruntuhan Elemen Struktur

Perilaku elemen balok relatif sederhana. Ketika momen lentur terjadi, terdapat serat tegangan yang tertarik dan serat tegangan yang tertekan. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.7, kurva hubungan tegangan-regangan dijelaskan. Kuat tarik tergantung pada tegangan leleh (*fy*) baja, yaitu ketika deformasi besar terjadi pada kondisi beban konstan. Jika pada kondisi leleh dan beban tetap ditambahkan, material mengalami strain-hardening, terjadi peningkatan daya dukung tetapi disertai dengan fenomena necking atau penampang mengecil, dan jika dipaksa akhirnya mencapai kuat maksimum atau kuat ultimate (*fu*) (Wiryanto,2016).



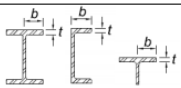
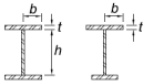
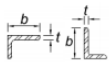
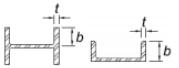
Gambar 2. 6 Perilaku Keruntuhan Tarik Baja Daktail
Sumber : Wiryanto Dewobroto, 2016

Kondisi batas atau kuat *ultimate* tidak digunakan pada perencanaan balok karena kuat *ultimate* hanya dipakai untuk antisipasi konsentrasi tegangan akibat sambungan pada elemen batang tarik. Perilaku elemen balok juga tergantung pada kelansingan penampang yang digunakan, karakteristik baja, kelangsingan *member* 1penampang, pengekangan *lateral* dan *torsional*. Untuk bagian yang langsing, tekuk lokal sayap tekan terjadi sebelum baja mencapai tegangan lelehnya. Oleh karena itu perlu dilakukan evaluasi menentukan kemungkinan terjadinya tekuk lokal dengan melihat rasio lebar-tebal dan klasifikasi penampang baja yang ditentukan dalam SNI 1729: 2020 Tabel B4.1b.

2.6.2 Rasio Lebar-Tebal dan Klasifikasi Profil

Klasifikasi profil merupakan tahap awal dalam mendesain balok baja. Tahap ini berlaku untuk menghindari bahaya tekuk

Tabel 2. 7 Klasifikasi Elemen Penahan Tekan Aksial
Sumber : SNI 1729:2020

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar terhadap Tebal	Batas Rasio Lebar terhadap Tebal		Contoh
				λ_p (kompak/ (nonkompak)	λ_r (nonkompak/ langsing)	
Elemen tidak diperkaku	10	Sayap profil I gilas panas, kanal, dan T	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Sayap profil tersusun bentuk I simetris ganda dan tunggal	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[a] [b] $0{,}95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	
	12	Kaki siku tunggal	b/t	$0{,}54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0{,}91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Sayap semua profil I dan kanal yang mengalami lentur terhadap sumbu lemah	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Badan T	d/t	$0{,}84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

lokal (*local buckling)* pada elemen penyusun profil. Rasio lebar terhadap tebal (b/t) menunjukkan kelangsingan elemen pelat sayap dan Kemudian dievaluasi kekangannya (*restraint)* (Wiryanto, 2016). Sebagai contoh beberapa klasifikasi dapat dilihat pada tabel 2.7 yang dipakai untuk menentukan klasifikasi elemen profil balok sebagai kompak, nonkompak atau langsing. Profil kompak dapat menahan momen ini sampai serat luar mencapai tegangan leleh, sementara pada saat yang sama tegangan didistribusikan ke serat dalam sampai semuanya dalam keadaan plastis (Mp).

Karena kemampuan profil kompak mencapai momen plastis, perilaku keruntuhannya bersifat daktail, dan itulah yang menjadi syarat penting untuk bangunan tahan gempa. Untuk profil non-kompak dapat menerima momen hingga serat terluarnya mencapai tegangan leleh. Namun sebelum penampang plastis penuh terbentuk, pada profil terjadi tekuk lokal terlebih dahulu (My < Mp). Sedangkan profil langsing merupakan profil yang tidak efisien dari segi material, selain itu baja yang digunakan adalah baja bermutu tinggi. Setelah pemuatan, sebelum tegangan mencapai kondisi leleh, penampang mengalami tekuk lokal terlebih dahulu. Keruntuhannya ditentukan oleh tekuk dan sifatnya getas Sehingga tidak disarankan sebagai elemen struktur utama tahan gempa (M<My).

2.6.3 Kuat Lentur Nominal

Kuat lentur nominal harus direncanakan dan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$M_{ult} \leq \emptyset_b M_n \qquad \text{Pers. 2- 8}$$

Dimana :

M_{ult} = Kuat lentur perlu atau momen maksimum hasil kombinasi beban sesuai ketentuan LRFD (SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain)

$\emptyset_b$ = Faktor ketahanan lentur, 0.9

M_n = Kekuatan lentur nominal

Rumus untuk kuat lentur nominal berbeda-beda tergantung klasifikasi penampang profil kompak, nonkompak, atau langsing.

Kuat lentur nominal untuk penampang kompak adalah sebagai berikut:

$$M_n = M_p = f_y Z_x \qquad \text{Pers. 2- 9}$$

Dimana :

M_p = Momen lentur penampang plastis (N.mm)

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

Z_x = Modulus plastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

Kuat lentur nominal untuk penampang non-kompak adalah sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 f_y S_x) (\lambda - \lambda_{pf}) / (\lambda_{rf} - \lambda_{pf}) \qquad \text{Pers. 2- 10}$$

Dimana :

M_p = Momen lentur penampang plastis (N.mm)

$\lambda = 0.5\ b_f / t_f$

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

S_x = Modulus plastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

$\lambda_{pf} = \lambda_p =$ batas kelangsingan sayap kompak

$\lambda_{rf} = \lambda_r =$ batas kelangsingan sayap non-kompak

Kuat lentur nominal untuk penampang langsing adalah sebagai berikut:

$$M_n = 0.9\ E\ K_c\ S_x\ / \lambda^2 \qquad \text{Pers. 2- 11}$$

Dimana :

S_x = Modulus plastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

$K_c = 4 / \sqrt{h/tw}$ dan $0.35 \leq K_c \leq 0.76$

E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)

$\lambda = 0.5\ b_f / t_f$

h = Jarak yang didefinisikan pada tabel 2.7 (mm)

2.6.4 Tekuk Lateral (*Lateral Buckling*)

Tekuk lateral terjadi karena kekakuan lateral dari penampang baja relatif kecil dibandingkan dengan penjalaran lateral yang tersedia. Perhitungan tekuk torsi lateral ini dipengaruhi oleh jarak pengekangan lateral, L_b. Kapasitas lentur nominal akibat tekuk torsi lateral dapat digambarkan pada gambar 2.7 di bawah ini.

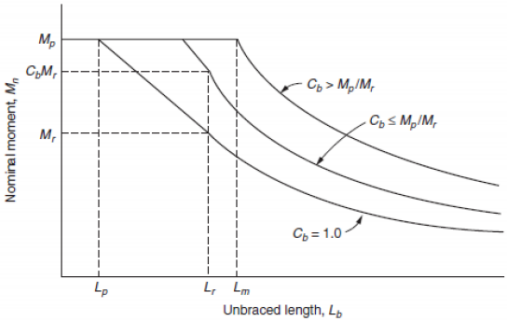
Kondisi pertama apabila $L_b \leq L_p$, maka kapasitas momen penampang dapat dihitung dengan karena masih dalam kondisi plastis. Adapun nilai dapat dihitung dengan rumus :

$K_c = 1.76 r_y \sqrt{E/fy}$ Pers. 2- 12

Dimana :

r_y = Radius girasi balok terhadap sumbu lemah

E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)



Gambar 2. 7 Hubungan Kapasitas Lentur Dengan Jarak Pengekangan Lateral, L_p
Sumber : Williams, 2011

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

Kondisi kedua apabila jarak L_b bertambah sehingga kondisinya adalah $L_p < L_b \leq L_r$, maka yang terjadi kapasitas penampang berada

pada daerah inelastis LTB (*Lateral Torsion Buckling*). Nilai L_r dapat dihitung dengan rumus :

$$L_r = 1.95 r_{ts}^2 \frac{E}{0.7 fy} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 fy}{E}\right)^2}}$$

Pers. 2- 13

Dimana :

$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$

$C_w = \frac{1}{4} I_y h_o^{\,2}$ (untuk profil WF)

I_y = Momen Inersia penampang terhadap sumbu lemah (mm^4)

h_o = Jarak antara titik berat elemen sayap (*mm*)

E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

J = Konstanta torsi (mm^4)

c = 1 (untuk profil WF simetris ganda)

S_x = Modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

Kuat lentur penampang apabila dalam kondisi inelastis LTB atau $L_p < L_b \leq L_r$ adalah sebagai berikut :

$$M_n = C_b \left(M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right).\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) \leq M_p$$ Pers. 2- 14

Dimana :

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

M_{max} = Nilai momen maksimum balok sepanjang L (N.mm)

M_A = Nilai momen pada titik ¼ L_b (N.mm)

M_B = Nilai momen pada titik ½ L_b (N.mm)

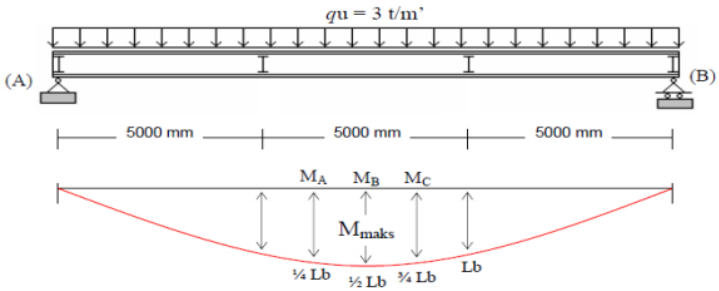
M_C = Nilai momen pada titik ¾ L_b (N.mm)

M_p = Momen lentur penampang plastis (N.mm)

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

S_x = Modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

C_b merupakan faktor pengali momen utuk untuk tekuk lateral yang besarnya tergantung pada letak pengaku lateral dan beban yang dipikul. Ilustrasi C_b dapat dilihat pada gambar 2.8 dibawah ini



Gambar 2. 8 Balok Tertumpu Sederhana Dengan Pengaku Lateral
Sumber : Nasution, 2011

:

Nilai C_b pada tiap segmennya memiliki nilai yang berbedabeda karena nilai momennya juga berbeda-beda. AISC telah memberikan tabel harga-harga C_b dengan beragam beban dan pengaku lateral yang diterapkan.

Kondisi ketiga apabila $L_b > L_r$ maka penampang dalam keadaan elastis dimana penampang akan mengalami tekuk terlebih dahulu sebelum mencapai kondisi leleh (Wiryanto, 2016). Kapasitas momen balok pada kondisi ini dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\boldsymbol{M_n = F_{cr} S_x} \leq M_p \qquad \text{Pers. 2- 15}$$

Dimana :

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

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

E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

J = Konstanta torsi (mm^4)

c = 1 (untuk profil WF simetris ganda)

S_x = Modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

h_o = Jarak antara titik berat elemen sayap (mm)

2.7 Kolom

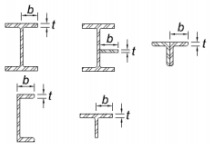
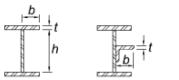
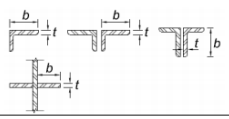
Kolom merupakan elemen yang menopang balok-balok struktur. Fungsi dari kolom adalah menyalurkan gaya-gaya pada balok sampai ke struktur terbawah. Kegagalan kolom akan menyebabkan seluruh bangunan runtuh sepenuhnya di atas kolom yang runtuh. Oleh karena itu dalam perencanaan struktur gedung, terutama pada saat mendesain struktur gempa, kerusakan kolom harus dihindari.

Saat menghitung kapasitas tekan kolom, parameter yang menentukan kapasitas tekan kolom meliputi parameter material (*fy*), konfigurasi fisik (kekakuan penampang) dan geometri penampang (klasifikasi penampang). Parameter geometris penampang merupakan parameter terpenting, karena bentuk geometris penampang menentukan rasio kelangsingan penampang. Rasio kelangsingan terkait dengan perilaku tekuk yang akan terjadi pada kolom: tekuk lokal Atau pembengkokan global. Oleh karena itu, kapasitas tekan kolom tidak ditentukan oleh kualitas baja, tetapi oleh beban kritis yang menyebabkan terjadinya tekuk (Wiryanto, 2016).

2.7.1 Klasifikasi Penampang

Dalam SNI 1729:2020 mengatur mengenai klasifikasi dalam tabel B4.1a dengan tujuan meminimalisir resiko terjadinya tekuk lokal pada penampang. Beberapa contoh klasifikasi tersebut dapat dilihat pada tabel 2.8 dibawah ini. Apabila rasio lebar-tebal tersebut melebihi batasan yang diberikan, penampang dikatakan langsing dan beresiko terjadi tekuk lokal. Apabila rasio lebar-tebal tidak melebihi batasan yang diberikan maka penampang tidak dikategorikan langsing.

Tabel 2. 8 Contoh Klasifikasi Elemen Penampang Menahan Tekan Aksial
Sumber : SNI 1729:2020

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar terhadapTebal	Batas Rasio Lebar terhadap Tebal λ_r (nonlangsing /langsing)	Contoh
Elemen tidak diperkaku	1	Sayap Profil I gilas panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I gilas panas, kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap kanal, dan sayap T	b/t	$0{,}56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Sayap profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	b/t	$0{,}64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Kaki siku tunggal, kaki siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tidak diperkaku lainnya	b/t	$0{,}45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Badan T	d/t	$0{,}75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

2.7.2 Kuat Tekan Nominal

Untuk perhitungan kuat tekan nominal kolom, terdapat tiga perilaku tekuk pada kolom yang terjadi : tekuk torsi, tekuk lentur, dan tekuk lentur-torsi. Kondisi pertama adalah saat kolom terjadi tekuk lentur, dimana tekuk ini termasuk tekuk global pada elemen kolom dengan klasifikasi penampang tidak langsing. Kuat tekan nominal apabila terjadi tekuk lentur dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{Pers. 2- 16}$$

Dimana :

A_g = Luas penampang utuh

F_{cr}= Tegangan kritis akibat beban kritis yang menyebabkan kolom tertekuk lentur.

F_{cr} dibagi dalam dua kondisi: kondisi tekuk inelastis dan kondisi tekuk elastis. Tekuk inelastis merupakan perilaku tekuk pada kolom pendek dan tekuk elastis adalah perilaku tekuk pada kolom panjang. Nilai F_{cr} dapat dihitung berdasarkan syarat sebagai berikut :

1) $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ atau $\frac{f_y}{f_e} \leq 2.25$ (tekuk **inelastis)**, maka :

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y \qquad \text{Pers. 2- 17}$$

2) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ atau $\frac{f_y}{f_e} > 2.25$ (tekuk **elastis)**, maka :

$$F_{cr} = 0.877 f_e \qquad \text{Pers. 2- 18}$$

Dimana :

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

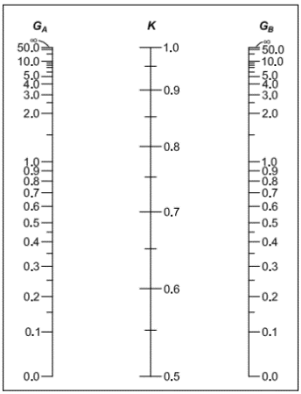
E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)

K = Faktor konversi panjang efektif kolom, dapat dicari dengan *Alignment chart*

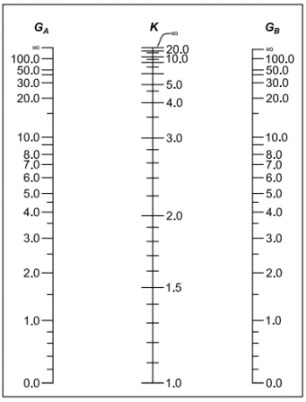
L = Panjang *as to as* kolom (mm)

r = Radius girasi penampang ($\sqrt{\frac{E}{f_y}}$), tergantung sumbu penampang yang ditinjau (mm)

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)



Gambar 2. 9 *Allignment Chart* – Rangka Tidak Bergoyang
Sumber : AISC 2016



Gambar 2. 10 *Allignment Chart* – Rangka Bergoyang
Sumber : AISC 2016

Kondisi kedua adalah saat kolom terjadi tekuk torsi atau terjadi tekuk torsi-lentur sekaligus. Kapasitas tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2-19 hingga persamaan 2-20, namun nilai dihitung dengan persamaan berikut :

$$f_e = \left(\frac{\pi^2 E C_W}{(K_2 L)^2} + GJ\right)\frac{1}{I_X + I_y} \qquad \text{Pers. 2- 19}$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas baja (200000 Mpa)

J = Konstanta torsi (mm^4)

C_W = Konstanta *warping* (mm^4)

$K_2 L$ = Panjang tekuk efektif terhadap torsi (mm)

G = Modulus geser (77200 Mpa)

$I_X I_y$ = Momen inersia terhadap sumbu utama (mm^4)

2.7.3 Penampang Simetri Terhadap Lentur dan Aksial

Interaksi momen lentur dan gaya aksial pada penampang simetri ganda atau simetri tunggal sebagai contoh adalah pada untuk profil *Hollow square* dengan 0,1 < ***Iyc/Iy*** < *0,9* yang momennya dipaksa melentur pada sumbu simetrinya, harus memenuhi persamaan H1-1a dan H1-1b (AISC 2010) atau juga ada di SNI 1729-2020 (Wiryanto, 2016). Untuk persamaan interaksinya sebagai berikut :

1) $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$, maka :

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

2) $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$, maka :

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

2.8 Sambungan

Sambungan merupakan elemen penyambung struktur utama. Sambungan yang sering dipakai hingga saat ini adalah sambungan las dan sambungan baut. Fungsi sambungan adalah untuk

meneruskan momen internal dari satu bagian struktur ke bagian lainnya sehingga beban dapat disampaikan sampai ke pondasi.

2.8.1 Sambungan Las

Alat sambung untuk pabrikasi adalah las yang murah dan memiliki kekuatan tinggi namun sifatnya *rigid*. Umumnya pada konstruksi baja digunakan sambungan las tipe sudut untuk menyambungkan satu elemen dengan elemen yang lain. Kuat nominal untuk sambungan las dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

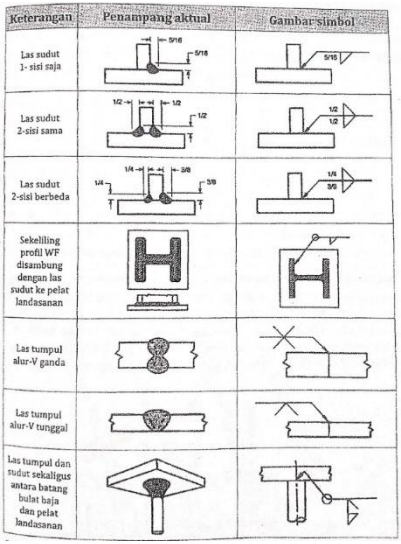
$$\boldsymbol{R_n = F_{nw} A_{we}}$$ Pers. 2- 20

Dimana :

F_{nw} = 0.6 F_{EXX}

F_{EXX} = Kuat tarik kawat las (Mpa)

A_{we} = t_e . L (mm^2)



Gambar 2. 11 Simbol Las dan Aplikasinya
Sumber : AWS 2000

L = Panjang profil baja (*mm*)

2.8.2 Sambungan Baut

Bentuk sambungan dan tipe pembebanan sangat mempengaruhi sambungan tipe apa yang akan digunakan. Apabila baut dibebani arah transversal maka akan menerima geser dan disebut sambungan tipe geser. Apabila sambungan menerima momen positif pada daerah balok-kolom atau sambungan pada struktur portal, maka sambungan menerima gaya tarik disebut dengan sambungan tipe tarik atau sambungan Moment End-Plate.

a) Sambungan Baut Tipe Geser

Sambungan tipe geser memiliki dua tipe keruntuhan : slip kritis dan tumpu. Apabila saat dibebani baut tidak mengalami slip (tetap ditempat) maka saat itu mekanisme slip kritis sedang bekerja, sedangkan apabila baut mengalami slip maka mekanisme tumpu telah bekerja (Wiryanto, 2016). Mekanisme slip kritis dipilih untuk konstruksi yang di

dominasi beban dinamis atau beban bolak-balik. Tahanan slip kritis nominal dapat dihitung dengan rumus :

$$\boldsymbol{R_n = \mu D_u h_f T_b n_s} \qquad \text{Pers. 2- 21}$$

Dimana

T_b = Gaya tarik baut prategang minimum

μ = Koefisien slip rata-rata, tergantung kondisi permukaan. Untuk mutu kelas A adalah μ=0.3, untuk mutu kelas B adalah μ=0.5 (lebih ketat)

D_u = 1.13, adalah faktor pengali yang mempresentasikan gaya prategang baut rata-rata terpasang dengan gaya tarik baut prategang minimum.

h_f = Faktor terkait adanya pelat pengisi (*filler*). Jika tidak ada *filler* atau hanya 1 *filler* maka h_f = 1.0, sedangkan apabila ada 2 *filler* diantara pelat sambung maka h_f=0.85

n_s = Jumlah permukaan yang menimbulkan bidang kontakKuat tumpu baut memperhitungkan deformasi yang terjadi. Jika besar deformasi yang terjadi mempengaruhi struktur, maka kekuatannya dihitung dengan rumus :

$$\boldsymbol{R_n = 1.2 l_c t f_u \leq 2.4 d t f_u} \qquad \text{Pers. 2- 22}$$

Apabila besar deformasi yang terjadi tidak mempengaruhi struktur, maka kekuatannya dihitung dengan rumus :

$$\boldsymbol{R_n = 1.5 l_c t f_u \leq 3 d t f_u} \qquad \text{Pers. 2- 23}$$

Dimana :

l_c = Jarak bersih (mm) searah gaya, dihitung dari tepi lubang ke tepi pelat terluar (untuk baut pinggir) atau jarak bersih antar tepi lubang (untuk baut dalam).

t = Tebal pelat tumpu (*mm*)

fu = Kuat tarik minimum pelat baja pelat yang ditinjau (Mpa)

d = Diameter baut (*mm*)

Selanjutnya kuat geser baut merupakan fenomena tumpu dan geser pada baut tetapi karena ukuran baut sudah tertentu atau fabrikasi, maka kerusakan yang terjadi terlebih dahulu adalah geser baut. Rumus kuat geser baut per satu bidang geser dapat dihitung dengan rumus :

$$\boldsymbol{R_n = F_{nv} A_b} \qquad \text{Pers. 2- 24}$$

Dimana :

F_{nv} = Tegangan geser nominal baut

A_b = Luas penampang baut (mm^2)

Mekanisme keruntuhan yang terakhir pada baut adalah geser blok. Rumus kuat geser blok dapat dihitung sebagai berikut:

$$\boldsymbol{R_n = 0.6 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.6 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}} \qquad \text{Pers. 2- 25}$$

Dimana :

f_u = Kuat tarik minimum pelat baja pelat yang ditinjau (Mpa)

f_y = Kuat leleh minimum, tergantung mutu baja (Mpa)

A_{nv} = Luas netto penampang yang mengalami gaya geser (mm^2)

A_{gv} = Luas utuh penampang yang mengalami gaya geser (mm^2)

A_{nt} = Luas netto penampang yang mengalami gaya tarik (mm^2)

U_{bs} = Untuk tegangan tarik merata, nilai U_{bs} = 1. Untuk tegangan tarik tidak merata, nilai U_{bs} = 0.5

b) Sambungan Baut Tipe Tarik

Sambungan tipe tarik merupakan sambungan yang fungsinya menahan gaya tarik akibat momen negatif pada balok daerah tumpuan. Terdapat tambahan pelat pada ujung penampang yang biasa disebut *end-plate*. Adanya pelat ujung pada ujung balok membuat gaya tekan yang bekerja pada baut diambil alih oleh pelat tersebut. Sehingga pada sambungan *end-plate*, yang bekerja hanya bagian tarik saja dan penempatan baut tidak merata.

Sambungan tipe tarik umumnya disebut dengan sambungan momen end-plate . Sambungan momen endplate memiliki dua tipe yang biasa digunakan : Tipe MBMA dan Tipe Lokal. Tipe MBMA dibagi lagi menjadi dua tipe, *flush end-plate* dan *extended-end plate*. Sedangkan tipe lokal, *end-plate* yang dipasang dibuat lebih tinggi dari profil yang disambungnya. Kapasitas momen sambungan dihitung berdasarkan terjadinya leleh pada pelat ujung, secara matematis dapa dituliskan sebagai berikut:

$$\boldsymbol{M_n = f_{py} t_p^{\,2} Y_p} \qquad \text{Pers. 2- 26}$$

Dimana :

f_{py} = Tegangan leleh dari material pelat ujung (Mpa)

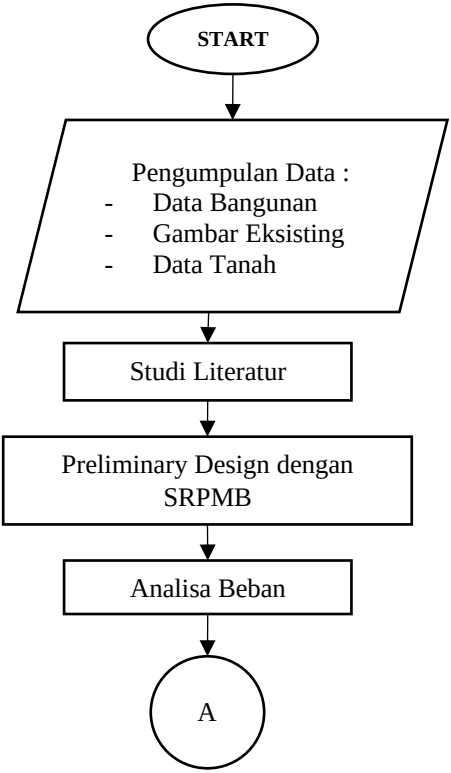
t_p = Tebal pelat ujung (*mm*)

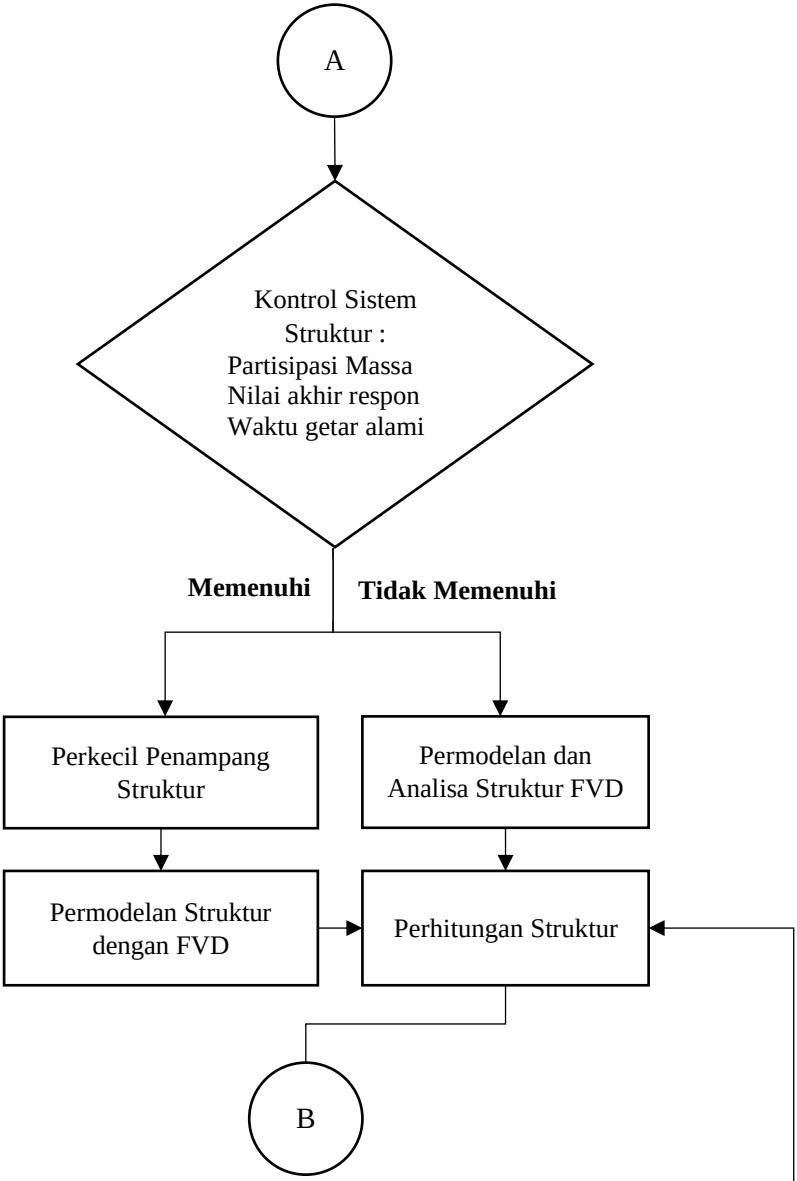
Y_p = Parameter kuat batas pelat berdasarkan konfigurasi dan geometri sambungan baut yang berbeda-beda nilainya.

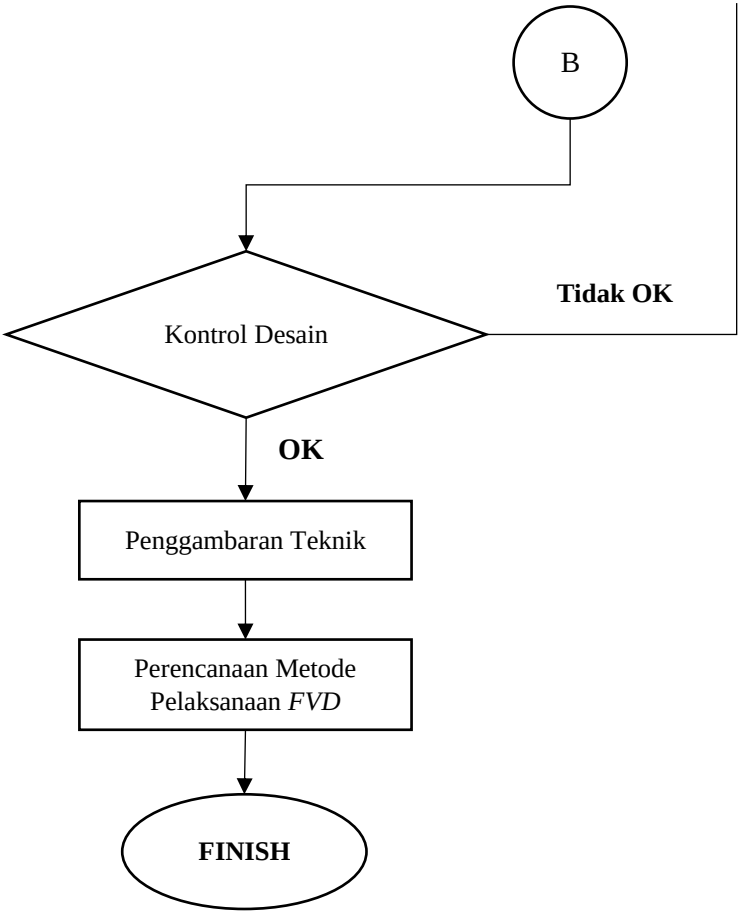
"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir




A
Kontrol Sistem
Struktur :
Partisipasi Massa
Nilai akhir respon
Waktu getar alami
Memenuhi
Tidak Memenuhi
Perkecil Penampang
Struktur
Permodelan dan
Analisa Struktur FVD
Permodelan Struktur
dengan FVD
Perhitungan Struktur
B



Membuat alternatif desain struktur Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya yang awalnya memakai dinding geser dirubah menggunakan *fluid viscous damper* (FVD) diperlukan langkah-langkah yang sistematis, sehingga perlu dibuat sebuah diagram yang memperlihatkan secara umum mengenai tahapantahapan pengerjaan dari awal mulai sampai dengan akhir.

3.2 Data Perencanaan

3.2.1 Data Bangunan

Diketahui data umum awal bangunan gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya adalah sebagai berikut :

a. Lokasi : UC Town Citraland, Surabaya, Jawa Timur
b. Fungsi Bangunan : Gedung administrasi dan perkuliahan
c. Jumlah Lantai : 23 lantai
d. Tinggi Gedung : 97 m
e. Panjang Gedung : 64 m
f. Lebar Gedung : 33,2 m
g. Struktur Utama : Beton bertulang

Bangunan ini pada struktur utamanya dimodifikasi menjadi bangunan konstruksi baja.

3.2.2 Data Material

Spesifikasi dan mutu material yang digunakan dalam perencanaan sebagai berikut :

a. Mutu Baja : BJ-41
b. Fy : 250 Mpa
c. Fu : 410 Mpa
d. E : 200000 Mpa
e. Mutu Beton : *fc* 35 Mpa

3.2.3 Data Tanah

Data tanah yang diperlukan adalah data tanah dari pengujian tanah SPT (*Standard Penetration Test*) dengan kedalaman minimal 30 meter sesuai dengan SNI 1726-2019 Pasal 5.4.2 agar dapat digunakan untuk perencanaan ketahanan gempa. Data tanah uji SPT terlampir pada lampiran.

3.3 Analisa Beban

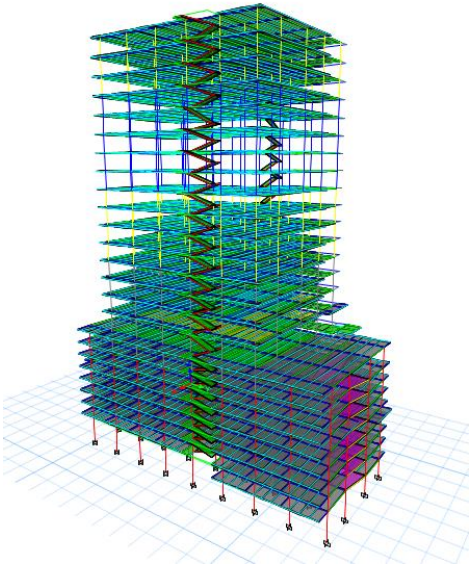
Untuk memperoleh gaya dalam diperlukan perencanaan pembebanan meliputi:

1. Beban mati (Bab 2 Pasal 2.5.1)
2. Beban hidup (Bab 2 Pasal 2.5.2)
3. Beban gempa (Bab 2 Pasal 2.5.3)
4. Beban angin (Bab 2 Pasal 2.5.4)

5. Beban Hujan (Bab 2 Pasal 2.5.5)

3.4 Permodelan Struktur

Struktur dimodelkan sesuai dengan data eksisting dengan menggunakan program bantu ETABS. Input pembebanan-pembebanan yang direncanakan bekerja pada struktur bangunan dilakukan setelah memodelkan sruktur.



Gambar 3. 1 Permodelan Eksisting Bangun

3.5 Analisa Struktur Eksisting

Dilakukan kontrol periode fundamental dan simpangan pada struktur eksisting yang dimodelkan. Menurut SNI 1726:2012, untuk kontrol *drift* dirumuskan sebagai berikut:

$$\boldsymbol{\delta_x = \frac{C_d\,\delta_{se}}{I_e}} \qquad \text{Pers. 3- 1}$$

Dimana:

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_{se} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = faktor keutamaan gempa

Selain kontrol batas simpangan, dilakukan kontrol periode fundamental. Menurut SNI 1726:2012, nilai T (waktu getar alami struktur) dibatasi oleh waktu getar alami fundamental untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel dengan perumusan berdasarkan SNI 1726-2012 Tabel 15 sebagai batas bawah.

$$T_a = C_t \cdot h_n^{\,x} \qquad \text{Pers. 3- 2}$$

Dimana:

h_n = Ketinggian struktur

C_t = Parameter pendekatan tipe struktur

x = Parameter pendekatan tipe struktur

BAB IV
ANALISIS PEMBEBANAN

4.1 Beban Mati (DL)

4.1.1 Beban Struktur (*Self Weight Dead*)

Berat struktur merupkan hasil kali antara volume elemen struktur dengan berat jenis beton bertulang. Berat jenis beton bertulang adalah 2360 kg/m^3

4.1.2 Beban Mati Tambahan

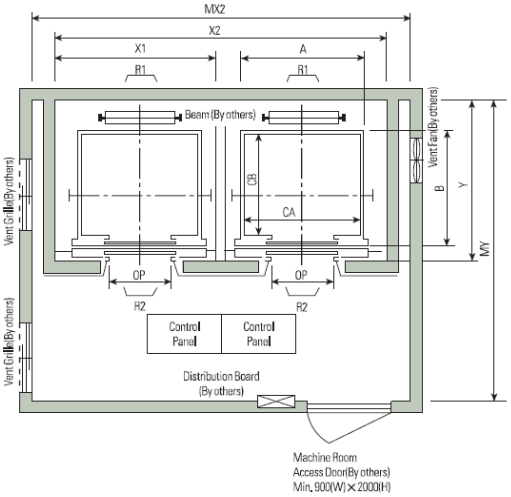
- Berat dinding bata ringan (4m) = **300 kg/m** (Brosur CITICON®)
- Berat dinding bata ringan (5m) = **375 kg/m** (Brosur CITICON®)
- Berat keramik dan spesi = **77 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 “Ceramic or quarry tile (19 mm) on 13-mm mortar bed”)
- Beban *Mechanical Electrical* = **19 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 “Mechanical Duct Allowance”)
- Beban Plafon (*Gypsum 9mm*) = **7,2 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "Acoustical Fiberboard")
- Beban penggantung langit-langit = **10 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "*Suspended Steel Channel System*")
- Beban Bondek = **10,1 kg/m^2** (Brosur Lysaght Bondek)
- Beban lapisan waterproofing = **5 kg/m^2** (SNI 1727-2020 Tabel C3-1 "*Waterproofing Membranes Liquid Applied*")

4.1.3 Beban Lift

Direncanakan menggunakan lift dengan merk *Hyundai Luxen Manufacturer Standard* dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tabel 4. 1 Spesifikasi lift *Hyundai*

Speed (m/sec)	Capacity		M/C Room Reaction (kg)		Clear Opening (OP)
	persons	kg	R1	R2	
2.5	24	1600	15100	8100	1100

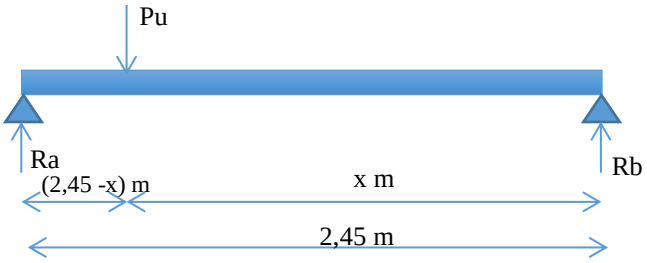


Gambar 4. 1 Dimensi *Lift Hyundai*

Tabel 4. 2 Spesifikasi lift *Hyundai* (lanjutan)

Inside Dimension					
Car		Hoistway		Machine Room	
A	B	X2	Y	MY	MX2
2250	1170	5700	2350	4800	5700

Berikut perhitungan pembebanan balok lift pada bangunan:
Panjang balok penggantung lift = 2,45 m



Gambar 4. 2 Pembebanan balok penggantung lift

$$Ra = R1.KLL = R1 \times (1 + 50\%)$$
$$Ra = 15100 \times (1 + 50\%) = 22650 \text{ kg}$$

$$Rb = R2.KLL = R2 \times (1 + 50\%)$$
$$Rb = 8100 \times (1 + 50\%) = 12150 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_B = 0$$
$$Ra.L - P_u.x = 0$$
$$22650\ .2{,}45 - P_u.x = 0$$
$$Pu = \frac{55492{,}5 \text{ kgm}}{x}$$

$$\Sigma M_A = 0$$
$$-Rb.L + P_u.(L - x) = 0$$
$$-12150.2{,}45 + \frac{135957}{x} - 55492{,}5 = 0$$
$$x = 1{,}595 \text{ m}$$

4.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penggunaan gedung yang tidak termasuk beban mati. Beban hidup dipengaruhi oleh fungsi ruang, SNI 03-1727-2020 menyebutkan:

- Beban Lobby = **4,79 kN/m^2**
- Beban Ruang Kelas = **3,83 kN/m^2**
- Beban Koridor = **4,79 kN/m^2**
- Beban Koridor diatas lantai pertama = **3,83 kN/m^2**
- Beban Ruang Publik = **4,79 kN/m^2**
- Beban Kantor = **2,40 kN/m^2**
- Beban Panggung Pertemuan = **7,18 kN/m^2**
- Beban Jalur untuk akses pemeliharaan = 1**,92 kN/m^2**
- Beban Ruang Laboratorium = **7,18 kN/m^2**

4.3 Beban Air Hujan (R)

Berdasarkan SNI 03-1727-2020, beban hujan adalah sebagai berikut :

$$R = 0{,}0098\ (ds + dh)$$

ds = tinggi statis

dh = tinggi hidraulik

Direncanakan :
ds = 30 mm
dh = 50 mm
maka :
R = 0,0098 (ds+dh)
R = 0,0098 (30+50)
R = 0,49 kN/m^2

4.4 Beban Angin (W)

Bangunan Gedung merupakan salah satu Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) sehingga perlu direncanakan dan dilaksanakan mampu menahan beban angin yang terjadi sesuai dengan SNI 03-1727-2020. Beban angin akan didistribusikan pada kolom. Prosedur perhitungan beban angin adalah sebagai berikut :

1. Langkah 1: menentukan kategori risiko bangunan. Sesuai tabel 1.5-1 SNI 1727-2020, Gedung Sekolah termasuk kategori risiko IV

Bangunan gedung dan struktur lain yang dianggap sebagai fasilitas penting. Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat. Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang memproduksi, memproses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat berbahaya seperti bahan bakar, bahan kimia berbahaya, atau limbah berbahaya) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis*. Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari Kategori Risiko IV struktur lainnya.	IV

Gambar 4. 3 Katergori Resiko Bangunan
Sumber : SNI 1727-2020

2. Langkah 2: menentukan kecepatan angin dasar (v). Sesuai lokasi bangunan di Surabaya, V = 15 knots = 7,72 m/s
3. Langkah 3: menentukan parameter beban angin.
   - Faktor arah angin (Kd) = 0,85 (Tabel 26.6-1 SNI 1727-2020)
   - Faktor eksposur = B (Pasal 26.7.3 SNI 1727-2020)
   - Faktor topografi (Kzt) = 1,0 (Pasal 26.8.2 SNI 1727-2020)
   - Faktor tiupan angin (G) = 0,85 (Pasal 26.11.1 SNI 1727-2020)

- Faktor elevasi permukaan tanah (Ke) = 1,0 (Tabel 26.9-1 SNI 1727-2020)
- Klasifikasi ketertutupan = tertutup
- Klasifikasi tekanan internal (Gcpi) = +0,18 & -0,18 (Tabel 26.13-1 SNI 1727-2020)

4. Langkah 4: menentukan koefisien eksposur tekanan velositas (Kz atau Kh), (Pasal 26.10.1 SNI 1727-2020)
   Z = 36 m
   Kz = 1,036
   Kh = 1,035
5. Langkah 5: menentukan tekanan velositas (qz atau qh), (Pasal 26.10.2 SNI 1727-2020)
   qz = 0,613 Kz Kzt Kd Ke V^2
   = 0,613 (1,036) (1,0) (0,85) (1,0) $(7,72)^2$
   = 32,18 N/m^2
   qh = 0,613 Kh Kzt Kd Ke V^2
   = 0,613 (1,035) (1,0) (0,85) (1,0) $(7,72)^2$
   = 32,14 N/m^2
6. Langkah 6: menentukan koefisien tekanan eksternal (Cp atau Cn), (Gambar 27.3-1 SNI 1727-2020)
   Sisi angin pergi, Cp = -0,325
   Sisi angin datang, Cp = 0,8
   Sisi angin tepi, Cp = -0,7
7. Langkah 7: menghitung tekanan angin (P), (Pasal 28.3.1 SNI 1727-2020)
   P = q.[(G.Cp)-(Gcpi)]
   P = -0,003 kN/m^2 (angin pergi)
   P = 0,028 kN/m^2 (angin datang)
   P = -0,013 kN/m^2 (angin tepi)

SNI 1727-2020 pasal 28.5.4 mengatur terkait beban angin minimum yang digunakan pada desain SPBAU untuk bangunan gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari 0,77 kN/m^2. Dengan demikian, beban angin untuk angin pergi, datang, dan tepi digunakan sebesar 0,77 kN/m^2.

4.5 Beban Gempa (E)

Beban gempa dihitung berdasarkan metode analisis respons spektrum. Perhitungan beban gempa sesuai dengan SNI 1726-2019 dan peta Hazard Gempa Indonesia 2017.

1. Menentukan Kategori Risiko Bangunan Gedung, Berdasarkan *SNI 1726-2019 Tabel 3*, bangunan yang didesain untuk hotel termasuk dalam **Kategori Risiko Bangunan IV**.
2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa, Berdasarkan *SNI 1726-2019 Tabel 4* dan kategori risiko yang didapat maka dapat ditentukan faktor keutamaan gempa yakni I_e **= 1,5**.
3. Menentukan Kelas Situs dengan hasil SPT lokasi bangunan. Tahanan penetrasi standar lapangan rata – rata, $\overline{N}$, dihitung menggunakan persamaan pada Pasal 5.4.2 SNI 1726:2019

Tabel 4. 3 Hasil Uji SPT Tanah Surabaya

Lapisan	Tebal Lapisan (m)	Deskripsi Tanah	N	Ni	Fi/Ni
1	-2	Lempung Berlanau Coklat (med)	1	1	2,00
2	-8	Lempung Berlanau Coklat (stiff)	1 1 1	1	8,00
3	-1	Lempung Berlanau Coklat (Very Stiff)	5	5	0,00
4	-5	Lempung Berlanau Abu – Abu (Very Stiff)	10 10	10	0,50
5	-3	Lempung Berlanau Hitam Coklat Tua	26	26	0,12

6	-4	Lempung Berlanau Hitam Coklat Tua	19 22	20,5	0,20
7	-7	Lempung Berlanau Abu-abu (hard)	50 49 60	53	0,13
30		**Jumlah**	**11,14**		

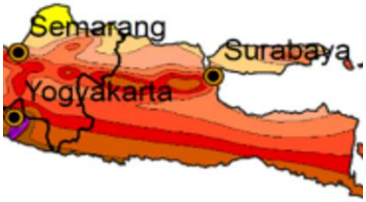
$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

$$\bar{N} = \frac{30}{11{,}14} = 2{,}694$$

didapatkan $\bar{N} = 2{,}6924$. Berdasarkan Tabel 5 SNI 1726: 2019 untuk $\bar{N} < 15$ termasuk kedalam kelas situs SE, yaitu tanah lunak.

4. Menentukan parameter percepatan gempa sesuai Gambar 15 dan Gambar 16 SNI 1726: 2019. Percepatan batuan dasar perioda pendek (S_s) sesuai Gambar 15 pada kota Surabaya sebesar 0,4 g, dan percepatan batuan dasar perioda 1 detik (S_1) sesuai Gambar 16 pada kota Surabaya sebesar 0,8 g.

Gambar 4. 4 Nilai Percepatan Batuan Dasar Perioda Pendek (Ss)
Sumber : Peta Hazard Indonesia 2017



Gambar 4. 5 Nilai Percepatan Batuan Dasar
Perioda 1 Detik (S1)
Sumber : Peta Hazard Indonesia 2017

5. Parameter Percepatan Spektral Desain, Berdasarkan SNI 1726:2019 Pers. 7 dan Pers. 8 didapatkan:
   $S_{MS} = F_a S_S = 1{,}1 \times 0{,}8 = 0{,}91$
   $S_{M1} = F_v S_1 = 2{,}4 \times 0{,}4 = 0{,}75$
   Berdasarkan SNI 1726:2019 Pers. 9 dan Pers. 10 didapatkan:
   $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0{,}91 = 0{,}607$
   $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0{,}75 = 0{,}504$
6. Menentukan Kategori Desain Seismik Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 6 dan Tabel 7, untuk 0,50 ≤ SDS ; 0,20 ≤ SD1 dengan kategori resiko IV didapatkan Kategori Desain Seismik (KDS) D.
7. Gedung sekolah ini didesain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Parameter SRPMB pada beton bertulang ditentukan berdasarkan tabel 12 SNI 1726 : 2019 dengan nilai sebagai berikut :
   R = 3,5
   Ω = 3
   Cd = 3
8. Perhitungan spektrum respon desain dapat menggambarkan spektrum gempa yang akan dimasukkan sebagai beban gempa. Ketentuan perhitungan spektrum respon desain sesuai dengan SNI 1726 : 2019 Pasal 6.4 seperti berikut :
   - Un Untuk T < T_0, nilai Sa diperoleh sebegai berikut :
     $Sa = SDS\ (0{,}4 + 0{,}6\ \frac{T}{T0})$
     Dengan,
     $T0 = 0{,}2\ \frac{SD1}{SDS} = 0{,}2\ \frac{0{,}64}{0{,}65} = 0{,}197$ detik
     Sehingga untuk T = 0

$$Sa = 0{,}65\,(0{,}4 + 0{,}6\,\frac{0}{0{,}197}) = 0{,}26$$

- Untuk $T \geq T_0$ dan $T \leq T_s$, nilai $S_a = S_{DS}$
  Dengan,
  $Ts = \frac{SD1}{SDS} = \frac{0{,}64}{0{,}65} = 0{,}985$ detik
  Sehingga,
  Untuk T = T0, Sa = 0,65
  Untuk T = Ts, Sa = 0,65
- Untuk T > Ts, nilai Sa = $\frac{SD1}{T}$
  Sehingga,
  Untuk T = Ts + 0,1 = 0,985 + 0,1 = 1,085 detik
  Nilai Sa = $\frac{0{,}64}{1{,}085}$ = 0,59
  Nilai percepatan T > Ts selengkapnya disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4. 4 Nilai Percepatan Gempa Respons

T (detik)	T_L	Sa (g)			
0	0	0,24	**Ts + 10.1**	10,93	0,05
T_0	0,17	0,61	**Ts + 10.2**	11,03	0,05
Ts	0,83	0,61	**Ts + 10.3**	11,13	0,05
Ts + 0.1	0,93	0,54	**Ts + 10.4**	11,23	0,04
Ts + 0.2	1,03	0,49	**Ts + 10.5**	11,33	0,04
Ts + 0.3	1,13	0,45	**Ts + 10.6**	11,43	0,04
Ts + 0.4	1,23	0,41	**Ts + 10.7**	11,53	0,04
Ts + 0.5	1,33	0,38	**Ts + 10.8**	11,63	0,04
Ts + 0.6	1,43	0,35	**Ts + 10.9**	11,73	0,04
Ts + 0.7	1,53	0,33	**Ts + 11.0**	11,83	0,04
Ts + 0.8	1,63	0,31	**Ts + 11.1**	11,93	0,04
Ts + 0.9	1,73	0,29	**Ts + 11.2**	12,03	0,04
Ts + 1.0	1,83	0,28	**Ts + 11.3**	12,13	0,04

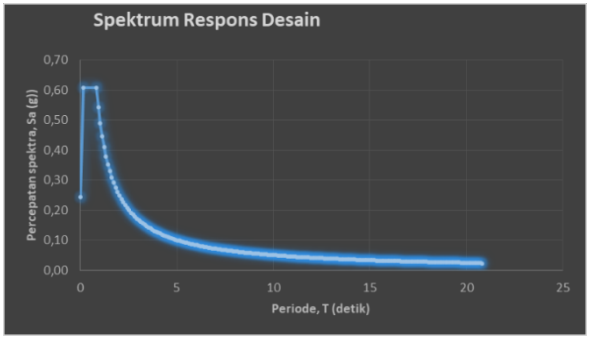
Ts + 1.1	1,93	0,26	**Ts + 11.4**	12,23	0,04
Ts + 1.2	2,03	0,25	**Ts + 11.5**	12,33	0,04
T s+ 1.3	2,13	0,24	**Ts + 11.6**	12,43	0,04
Ts + 1.4	2,23	0,23	**Ts + 11.7**	12,53	0,04
Ts + 1.5	2,33	0,22	**Ts + 11.8**	12,63	0,04
Ts + 1.6	2,43	0,21	**Ts + 11.9**	12,73	0,04
Ts + 1.7	2,53	0,20	**Ts + 12.0**	12,83	0,04
Ts + 1.8	2,63	0,19	**Ts + 12.1**	12,93	0,04
Ts + 1.9	2,73	0,18	**Ts + 12.2**	13,03	0,04
Ts + 2.0	2,83	0,18	**Ts + 12.3**	13,13	0,04
Ts + 2.1	2,93	0,17	**Ts + 12.4**	13,23	0,04
Ts + 2.2	3,03	0,17	**Ts + 12.5**	13,33	0,04
Ts + 2.3	3,13	0,16	**Ts + 12.6**	13,43	0,04
Ts + 2.4	3,23	0,16	**Ts + 12.7**	13,53	0,04
Ts + 2.5	3,33	0,15	**Ts + 12.8**	13,63	0,04
Ts + 2.6	3,43	0,15	**Ts + 12.9**	13,73	0,04
Ts + 2.7	3,53	0,14	**Ts + 13.0**	13,83	0,04
Ts + 2.8	3,63	0,14	**Ts + 13.1**	13,93	0,04
Ts + 2.9	3,73	0,14	**Ts + 13.2**	14,03	0,04
Ts + 3.0	3,83	0,13	**Ts + 13.3**	14,13	0,04
Ts + 3.1	3,93	0,13	**Ts + 13.4**	14,23	0,04
Ts + 3.2	4,03	0,13	**Ts + 13.5**	14,33	0,04
Ts + 3.3	4,13	0,12	**Ts + 13.6**	14,43	0,03
Ts + 3.4	4,23	0,12	**Ts + 13.7**	14,53	0,03
Ts + 3.5	4,33	0,12	**Ts + 13.8**	14,63	0,03
Ts + 3.6	4,43	0,11	**Ts + 13.9**	14,73	0,03
Ts + 3.7	4,53	0,11	**Ts + 14.0**	14,83	0,03
Ts + 3.8	4,63	0,11	**Ts + 14.1**	14,93	0,03

Ts + 3.9	4,73	0,11	**Ts + 14.2**	15,03	0,03
Ts + 4.0	4,83	0,10	**Ts + 14.3**	15,13	0,03
Ts + 4.1	4,93	0,10	**Ts + 14.4**	15,23	0,03
Ts + 4.2	5,03	0,10	**Ts + 14.5**	15,33	0,03
Ts + 4.3	5,13	0,10	**Ts + 14.6**	15,43	0,03
Ts + 4.4	5,23	0,10	**Ts + 14.7**	15,53	0,03
Ts + 4.5	5,33	0,09	**Ts + 14.8**	15,63	0,03
Ts + 4.6	5,43	0,09	**Ts + 14.9**	15,73	0,03
Ts + 4.7	5,53	0,09	**Ts + 15.0**	15,83	0,03
Ts + 4.8	5,63	0,09	**Ts + 15.1**	15,93	0,03
Ts + 4.9	5,73	0,09	**Ts + 15.2**	16,03	0,03
Ts + 5.0	5,83	0,09	**Ts + 15.3**	16,13	0,03
Ts + 5.1	5,93	0,09	**Ts + 15.4**	16,23	0,03
Ts + 5.2	6,03	0,08	**Ts + 15.5**	16,33	0,03
Ts + 5.3	6,13	0,08	**Ts + 15.6**	16,43	0,03
Ts + 5.4	6,23	0,08	**Ts + 15.7**	16,53	0,03
Ts + 5.5	6,33	0,08	**Ts + 15.8**	16,63	0,03
Ts + 5.6	6,43	0,08	**Ts + 15.9**	16,73	0,03
Ts + 5.7	6,53	0,08	**Ts + 16.0**	16,83	0,03
Ts + 5.8	6,63	0,08	**Ts + 16.1**	16,93	0,03
Ts + 5.9	6,73	0,07	**Ts + 16.2**	17,03	0,03
Ts + 6.0	6,83	0,07	**Ts + 16.3**	17,13	0,03
Ts + 6.1	6,93	0,07	**Ts + 16.4**	17,23	0,03
Ts + 6.2	7,03	0,07	**Ts + 16.5**	17,33	0,03
Ts + 6.3	7,13	0,07	**Ts + 16.6**	17,43	0,03
Ts + 6.4	7,23	0,07	**Ts + 16.7**	17,53	0,03
Ts + 6.5	7,33	0,07	**Ts + 16.8**	17,63	0,03
Ts + 6.6	7,43	0,07	**Ts + 16.9**	17,73	0,03

Ts + 6.7	7,53	0,07	**Ts + 17.0**	17,83	0,03
Ts + 6.8	7,63	0,07	**Ts + 17.1**	17,93	0,03
Ts + 6.9	7,73	0,07	**Ts + 17.2**	18,03	0,03
Ts + 7.0	7,83	0,06	**Ts + 17.3**	18,13	0,03
Ts + 7.1	7,93	0,06	**Ts + 17.4**	18,23	0,03
Ts + 7.2	8,03	0,06	**Ts + 17.5**	18,33	0,03
Ts + 7.3	8,13	0,06	**Ts + 17.6**	18,43	0,03
Ts + 7.4	8,23	0,06	**Ts + 17.7**	18,53	0,03
Ts + 7.5	8,33	0,06	**Ts + 17.8**	18,63	0,03
Ts + 7.6	8,43	0,06	**Ts + 17.9**	18,73	0,03
Ts + 7.7	8,53	0,06	**Ts + 18.0**	18,83	0,03
Ts + 7.8	8,63	0,06	**Ts + 18.1**	18,93	0,03
Ts + 7.9	8,73	0,06	**Ts + 18.2**	19,03	0,03
Ts + 8.0	8,83	0,06	**Ts + 18.3**	19,13	0,03
Ts + 8.1	8,93	0,06	**Ts + 18.4**	19,23	0,03
Ts + 8.2	9,03	0,06	**Ts + 18.5**	19,33	0,03
Ts + 8.3	9,13	0,06	**Ts + 18.6**	19,43	0,03
Ts + 8.4	9,23	0,05	**Ts + 18.7**	19,53	0,03
Ts + 8.5	9,33	0,05	**Ts + 18.8**	19,63	0,03
Ts + 8.6	9,43	0,05	**Ts + 18.9**	19,73	0,03
Ts + 8.7	9,53	0,05	**Ts + 19.0**	19,83	0,03
Ts + 8.8	9,63	0,05	**Ts + 19.1**	19,93	0,03
Ts + 8.9	9,73	0,05	**Ts + 19.2**	20,03	0,03
Ts + 9.0	9,83	0,05	**Ts + 19.3**	20,13	0,03
Ts + 9.1	9,93	0,05	**Ts + 19.4**	20,23	0,02
Ts + 9.2	10,03	0,05	**Ts + 19.5**	20,33	0,02
Ts + 9.3	10,13	0,05	**Ts + 19.6**	20,43	0,02
Ts + 9.4	10,23	0,05	**Ts + 19.7**	20,53	0,02

Ts + 9.5	10,33	0,05	**Ts + 19.8**	20,63	0,02
Ts + 9.6	10,43	0,05	**Ts + 19.9**	20,73	0,02
Ts + 9.7	10,53	0,05	**Ts + 20.0**	20,83	0,02
Ts + 9.8	10,63	0,05			
Ts + 9.9	10,73	0,05			
Ts + 10.0	10,83	0,05			

Dari tabel diatas dapat digambarkan grafik *Response spectrum* Surabaya sebagai berikut :



Gambar 4. 6 Grafik *Response Spectrum* Gempa Surabaya

9. Menentukan besar periode (*T*) bangunan sesuai persamaan 26 SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.1
   $T_a = C_t h_n^x$
   dimana h_n adalah ketinggian struktur dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 15.

   $T_a = C_t h_n^x$
   $T_a = 0{,}0466 \times 51{,}4^{0{,}9}$
   $T_a = 1{,}6$ detik

4.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban untuk perhitungan struktur atas menggunakan beban beban terfaktor menurut SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2, sebagai berikut:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr
3. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 R
4. 1,2 D + 1,6 Lr + L
5. 1,2 D + 1,6 Lr + 0,5 W
6. 1,2 D + 1,6 R + L
7. 1,2 D + 1,6 R + 0,5 W
8. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 Lr
9. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 R
10. 0,9 D + 1,0 W
11. 1,2 D + 1,0 L + Ev + Ey
12. 1,2 D + 1,0 L + Ex + Ev
13. 0,9 D - Ev + Ey
14. 0,9 D - Ev + Ex

Keterangan :

D : Beban Mati
L : Beban Hidup
Lr : Beban Hidup Atap
W : Beban Angin
E : Beban Gempa

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Kontrol Sistem Struktur

Sesuai dengan peraturan SNI 1726-2019 tentang perencanaan gedng tahan gempa, maka hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

5.1.1 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.1 analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Tetapi adanya pengecualian sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Dalam hal ini, digunakan output partisipasi massa dari program analisa struktur ETABS. Nilai partisipasi massa pada bangunan gedung yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut :

Tabel 5. 1 Nilai Partisipasi Massa

Mode	Periode (Detik)	Sum UX	Sum UY
1	4,016	0,56	0,00
2	3,431	0,56	0,61
3	3,141	0,56	0,62
4	1,414	0,76	0,62
5	1,284	0,76	0,85
6	1,125	0,77	0,85
7	0,932	0,91	0,85
8	0,835	0,91	0,93
9	0,808	0,92	0,94
10	0,658	0,95	0,94

11	0,565	0,95	0,95
12	0,562	0,95	0,95
13	0,471	0,96	0,95
14	0,413	0,96	0,96
15	0,398	0,96	0,96
16	0,361	0,97	0,96
17	0,329	0,97	0,98
18	0,305	0,97	0,98
19	0,299	0,98	0,98
20	0,277	0,98	0,98
21	0,271	0,98	0,98
22	0,263	0,98	0,98
23	0,256	0,98	0,98
24	0,252	0,99	0,98
25	0,240	0,99	0,98
26	0,228	0,99	0,99
27	0,221	0,99	0,99
28	0,209	0,99	0,99
29	0,191	0,99	0,99
30	0,186	0,99	0,99
31	0,182	0,99	0,99
32	0,176	0,99	0,99
33	0,167	0,99	0,99
34	0,166	0,99	0,99
36	0,156	0,99	0,99
37	0,154	0,99	0,99
38	0,152	0,99	0,99
39	0,150	0,99	0,99
40	0,148	0,99	0,99
41	0,142	0,99	0,99
42	0,140	0,99	0,99
43	0,136	0,99	0,99
44	0,129	0,99	0,99
45	0,125	0,99	0,99
46	0,123	0,99	0,99
47	0,122	0,99	0,99
48	0,119	0,99	0,99

49	0,113	0,99	0,99
50	0,107	0,99	0,99
51	0,107	1,00	0,99
52	0,106	1,00	0,99
53	0,106	1,00	0,99
54	0,104	1,00	1,00
55	0,099	1,00	1,00
56	0,096	1,00	1,00
57	0,095	1,00	1,00
58	0,094	1,00	1,00
59	0,091	1,00	1,00
60	0,090	1,00	1,00
61	0,088	1,00	1,00
62	0,088	1,00	1,00
63	0,083	1,00	1,00
64	0,082	1,00	1,00
65	0,080	1,00	1,00
66	0,080	1,00	1,00
67	0,079	1,00	1,00
68	0,077	1,00	1,00
69	0,077	1,00	1,00
70	0,077	1,00	1,00
71	0,076	1,00	1,00
72	0,074	1,00	1,00

Sehingga dari tabel di atas menunjukkan bahwa dengan 72 mode sudah mampu memenuhi syarat partisipasi massa.

5.1.2 Penentuan Periode Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi.

Tabel 5. 2 Koefisien untuk Cu

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥ 0,4	1.4

0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0,1	1.7

Karena S_{D1} = 0,504 g maka didapatkan *Cu* = 1,4. Lalu untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) yang ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana :

h_n = ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Untuk mendapat kan C_t dapat dilihat melalui SNI 1726 -2019

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

Gambar 5. 1 Nilai parameter pendeketan
Sumber : SNI 1726-2019

Tabel 18.

$$T_a = C_t h_n^x$$
$$T_a = 0{,}0724 \times (97^{0{,}8})$$
$$T_a = 2{,}81 \text{ detik}$$
$$C_u . T_a = 1{,}4 \; x \; 2{,}81$$
$$C_u . T_a = 3{,}94 \text{ detik}$$

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1 apabila periode gedung melebihi batasan :

- Jika Tc > Cu x Ta maka digunakan T = Cu x Ta
- Jika Ta < Tc < Cu x Ta maka digunakan T = Tc

- Jika Tc < Ta maka digunakan T = Ta

  Keterangan :

  Tc : Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisa struktur. Sehingga periode yang digunakan adalah sebagai berikut :

  Nilai dari waktu getar pada bangunan gedung yang direncanakan didapatkan dari output ETABS. Maka :

  $T_1 = 3{,}06$ detik

  $T_1 < C_u . T_a$

  Sehingga dipakai nilai waktu getar alami fundamental (T) : 3,06 detik

Tabel 5. 3 Perbandingan Periode Fundamental

Sistem SRPMB *Open Frame* (detik)	**Sistem SRPMB dengan FVD (detik)**
4,56	3,06

5.1.3 Kontrol Geser Dasar Seismik

Menurut SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (*Vt*) lebih kecil 100% dari geser dasar yang dihitung (*V*) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka harus dikalikan *Vt*/*V*. Nilai geser dasar menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen dipengaruhi dari nilai koefisien respon seismik (Cs) dan berat seismik efektif (W). Untuk koefisien seismik efektif didapatkan dari perhitungan dibawah ini :

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

$$= \frac{0{,}607}{\left(\frac{3{,}5}{1{,}5}\right)}$$

$$= 0{,}261$$

$$C_{smax} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}504}{3{,}94\left(\frac{3{,}5}{1{,}5}\right)}$$

$= 0{,}07$

$C_{Smin} = 0{,}44.S_{DS}.I_e$

$= 0{,}0401 > 0.01$ (**OK**)

Dari hasil perhitungan didapatkan $C_s min < C_s < C_s max$ Sehingga diambil nilai C_{smax} = 0,0700. Lalu untuk menentukan gaya geser dasar seismik (V) sesuai dengan persamaan 30 SNI 1726-2019 Pasal 7.8.1

$V = C_s W$

$V = 0{,}0700 \times 21051980.87$

$V = 1473925.175$ kg

Untuk nilai geser dasar respons (Vt) didapatkan dari output *Base Shear* dengan program bantu ETABS. Nilai geser dasar respons dapat dilihat dari tabel 5.3 berikut ini

Tabel 5. 4 Geser Dasar Respons (Vt)

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
Ex	LinRespSpec	Max	1401358,07	432601,19
Ey	LinRespSpec	Max	2854694,08	9456259,76

- Untuk geser dasar sumbu x :

  V_{tx} ≥ 100% V

  1401358,07 kg ≥ 100% 1473925.175

  1401358,07 kg > 1308930,38 (**Memenuhi)**

  Maka gaya V_{tx} = 1,05

- Untuk geser dasar sumbu y :

  V_{ty} ≥ 100% V

  9456259,76 kg ≥ 100% 1473925.175

  9456259,76 kg > 1308930,38

  Maka skala nilai V_{ty} = 1 (**Memenuhi)**

Dari skala pembesaran yang didapat tiap arah, maka dikalikan nilai faktor pembesaran tiap arah.

Arah X = Ie/R x g

= 1,5/3,5 x 9,8

= 4,2

Arah Y = 30% arah x

Perhitungan faktor pembesaran tiap arah menjadi :

- Arah x :

  U1 = 4,42

U2 = 1,26

- Arah y :

  U1 = 1,26

  U2 = 4,2

5.1.4 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.12.1 dijelaskan bahwa nilai simpangan antar lantai tingkat desain (Δi) tidak boleh melebihi nilai simpangan antar lantai tingkat ijin (Δa). Nilai simpangan antar latai tingkat desain didapatkan dari output Displacement dari program bantu ETABS. Hasil dari Kontrol simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan Tabel 4.10 berikut

Tabel 5. 5 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X

Lantai	Tinggi	Tinggi per Lantai	δ_{ei}	δ_i	$\delta_{ei}-\delta_{e(i-1)}$	Δ_i	Δ_a	Kontrol
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
24	93	4	1029,34	2058,68	14,75	29,49	80	OK
23	89	4	1014,59	2029,18	21,60	43,19	80	OK
22	85	4	993,00	1985,99	28,92	57,85	80	OK
21	81	4	964,07	1928,15	34,88	69,75	80	OK
20	77	4	929,20	1858,39	41,06	82,12	80	NOT OK
19	73	4	888,14	1776,27	47,13	94,26	80	NOT OK
18	69	4	841,01	1682,01	52,19	104,38	80	NOT OK
17	65	4	788,81	1577,63	57,96	115,92	80	NOT OK
16	61	4	730,85	1461,71	58,96	117,92	80	NOT OK
15	57	4	671,89	1343,79	62,86	125,73	80	NOT OK
14	53	4	609,03	1218,06	66,95	133,90	80	NOT OK
13	49	4	542,08	1084,16	69,42	138,84	80	NOT OK
12	45	4	472,66	945,32	69,04	138,08	80	NOT OK
11	41	4	403,62	807,23	70,45	140,90	80	NOT OK
10	37	4	333,16	666,33	70,78	141,56	80	NOT OK
9	33	5	262,38	524,77	70,81	141,61	100	NOT OK
8	28	4,6	191,58	383,15	44,67	89,33	92	OK
7	23,4	3	146,91	293,82	15,00	29,99	60	OK
6	20,4	3	131,91	263,83	16,04	32,08	60	OK
5	17,4	3	115,87	231,74	14,88	29,76	60	OK
4	14,4	3	100,99	201,98	14,91	29,82	60	OK
3	11,4	3	86,08	172,17	15,24	30,49	60	OK

2	8,4	3	70,84	141,68	18,92	37,84	60	OK
1	5,4	3,5	51,92	103,83	29,35	58,70	70	OK
LG	1,9	1,9	22,57	45,13	22,57	45,13	38	NOT OK

Tabel 5. 6 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y

Lantai	Tinggi	Tinggi per Lantai	δ_{ei}	δ_i	$\delta_{ei}-\delta_{e(i-1)}$	Δ_i	Δ_a	Kontrol
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
24	93	4	1199,66	2399,32	14,74	29,48	80	OK
23	89	4	1184,92	2369,84	23,24	46,47	80	OK
22	85	4	1161,69	2323,37	32,25	64,49	80	OK
21	81	4	1129,44	2258,88	39,56	79,12	80	OK
20	77	4	1089,88	2179,76	47,27	94,54	80	NOT OK
19	73	4	1042,61	2085,22	54,85	109,70	80	NOT OK
18	69	4	987,76	1975,52	61,24	122,48	80	NOT OK
17	65	4	926,52	1853,04	67,97	135,94	80	NOT OK
16	61	4	858,55	1717,09	68,61	137,23	80	NOT OK
15	57	4	789,93	1579,87	73,18	146,36	80	NOT OK
14	53	4	716,75	1433,51	77,75	155,49	80	NOT OK
13	49	4	639,01	1278,01	80,49	160,98	80	NOT OK
12	45	4	558,52	1117,03	79,70	159,40	80	NOT OK
11	41	4	478,82	957,64	81,39	162,78	80	NOT OK
10	37	4	397,43	794,85	81,51	163,02	80	NOT OK
9	33	5	315,92	631,84	90,93	181,87	100	NOT OK
8	28	4,6	224,98	449,97	47,75	95,50	92	NOT OK
7	23,4	3	177,23	354,47	22,59	45,18	60	OK
6	20,4	3	154,64	309,28	21,61	43,22	60	OK
5	17,4	3	133,03	266,06	21,46	42,93	60	OK
4	14,4	3	111,57	223,13	21,54	43,07	60	OK
3	11,4	3	90,03	180,06	22,03	44,06	60	OK
2	8,4	3	68,00	136,00	22,39	44,78	60	OK
1	5,4	3,5	45,61	91,22	13,79	27,58	70	OK
LG	1,9	1,9	31,82	63,65	31,82	63,65	38	NOT OK

Untuk yang sudah dipasang *FVD* dengan spesifikasi *FVD-H-750-150*

Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X

Lantai	Tinggi	Tinggi per Lantai	δei	δi	δei-δe$_{(i-1)}$	Δ_i	Δ_a	Kontrol
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
24	93	4	344.39	688.77	9.48	18.97	80	OK
23	89	4	334.90	669.80	12.97	25.94	80	OK
22	85	4	321.93	643.86	16.26	32.53	80	OK
21	81	4	305.67	611.34	16.72	33.44	80	OK
20	77	4	288.95	577.89	15.36	30.73	80	OK
19	73	4	273.58	547.17	11.66	23.32	80	OK
18	69	4	261.93	523.85	13.70	27.41	80	OK
17	65	4	248.22	496.44	11.30	22.61	80	OK
16	61	4	236.92	473.84	14.04	28.07	80	OK
15	57	4	222.88	445.76	10.20	20.40	80	OK
14	53	4	212.68	425.36	13.23	26.46	80	OK
13	49	4	199.45	398.91	8.03	16.06	80	OK
12	45	4	191.42	382.85	11.34	22.68	80	OK
11	41	4	180.09	360.17	4.67	9.34	80	OK
10	37	4	175.41	350.83	10.65	21.30	80	OK
9	33	5	164.76	329.53	9.44	18.89	100	OK
8	28	4.6	155.32	310.64	21.44	42.88	92	OK
7	23.4	3	133.88	267.76	16.61	33.22	60	OK
6	20.4	3	117.27	234.54	17.29	34.58	60	OK
5	17.4	3	99.98	199.96	17.42	34.85	60	OK
4	14.4	3	82.56	165.12	17.30	34.60	60	OK
3	11.4	3	65.26	130.51	17.15	34.30	60	OK
2	8.4	3	48.11	96.22	16.10	32.19	60	OK
1	5.4	3.5	32.01	64.03	20.24	40.47	70	OK
LG	1.9	1.9	11.78	23.55	11.78	23.55	38	OK

Tabel 5. 8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y

Lantai	Tinggi	Tinggi per Lantai	δ_{ei}	δ_i	$\delta_{ei}-\delta_{e(i-1)}$	Δ_i	Δ_a	Kontrol
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
24	93	4	34,00	67,99	-0,04	-0,07	80	OK
23	89	4	34,03	68,06	0,19	0,38	80	OK
22	85	4	33,84	67,68	0,52	1,04	80	OK
21	81	4	33,32	66,65	0,74	1,48	80	OK
20	77	4	32,59	65,17	0,99	1,98	80	OK
19	73	4	31,59	63,19	1,30	2,60	80	OK
18	69	4	30,29	60,59	1,44	2,87	80	OK
17	65	4	28,86	57,72	1,60	3,21	80	OK
16	61	4	27,26	54,51	1,72	3,43	80	OK
15	57	4	25,54	51,08	1,88	3,76	80	OK
14	53	4	23,66	47,32	1,91	3,82	80	OK
13	49	4	21,75	43,50	1,99	3,98	80	OK
12	45	4	19,76	39,52	1,69	3,37	80	OK
11	41	4	18,08	36,15	1,57	3,13	80	OK
10	37	4	16,51	33,02	0,78	1,56	80	OK
9	33	5	15,73	31,46	3,63	7,26	100	OK
8	28	4,6	12,10	24,20	-10,96	-21,92	92	OK
7	23,4	3	23,06	46,13	2,74	5,49	60	OK
6	20,4	3	20,32	40,64	2,11	4,21	60	OK
5	17,4	3	18,21	36,43	2,07	4,13	60	OK
4	14,4	3	16,15	32,30	1,32	2,64	60	OK
3	11,4	3	14,83	29,66	2,27	4,54	60	OK

2	8,4	3	12,56	25,12	4,60	9,20	60	OK
1	5,4	3,5	7,96	15,92	4,24	8,48	70	OK
LG	1,9	1,9	3,72	7,44	3,72	7,44	38	OK

dengan :

- Cd = 3 (sesuai Tabel 12 SNI 1726 – 2019, untuk rangka baja pemikul momen biasa)
- Ie = 1,5 (sesuai Tabel 4 pada Pasal 4.1.2 SNI 1726 – 2019, untuk bangunan dengan kategori resiko IV)
- ρ = 1,3 (sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4.2)
- δe = perpindahan (*output* ETABS)
- δxe = selisih perpindahan antar lantai
- Δ*a* = 0,010 h_{sx} (tabel 20 SNI 1726:2012)

5.2 Perhitungan Struktur Sekunder

5.2.1 Perhitungan Pelat Lantai

Pelat lantai pada bangunan gedung yang ditinjau menggunakan bondek dengan perencanaan menggunakan tabel perencanaan praktis dari PT BRC LYSAGHT INDONESIA dengan tebal bondek 0,75 mm

a. Pelat Lantai (S1)

Data perencanaan dari pelat lantai atap pada bangunan gedung yang ditinjau sebagai berikut :

Panjang : 8 m
Lebar : 2 m
Penyangga : Tanpa penyangga
Tipe Bentang : Bentang ganda

Untuk beban berguna yang terjadi pada pelat lantai atap dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini:

Tabel 5. 9 Beban Berguna Pelat Lantai S1

Keterangan	Item Beban	Beban per Item	Beban Berguna

Dengan bantuan tabel perencanaan praktis maka didapatkan :

			(kg/m^2)	(kg/m^2)
Pelat Lantai S1	Beban Mati	Penggantung langit - langit	10	**700**
		Mechanical Electrical	19	
		Plafond (*Gypsum 9mm*)	7,2	
		Bondek	10,1	
		Keramik dan spesi	77	
	Beban Hidup	Lobby	479	

Tebal pelat = 9 cm

$A_{s\ perlu}$ U-24 = 3,04 cm^2/m

$A_{s\ perlu}$ U-50 = As perlu U – 24. $\frac{\text{Teg. leleh U-24}}{\text{Teg. leleh U-50}}$

= 3,04 cm^2/m. $\frac{2400\ \text{kg/cm}^2}{5000\ \text{kg/cm}^2}$

= 1,459 cm^2/m

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

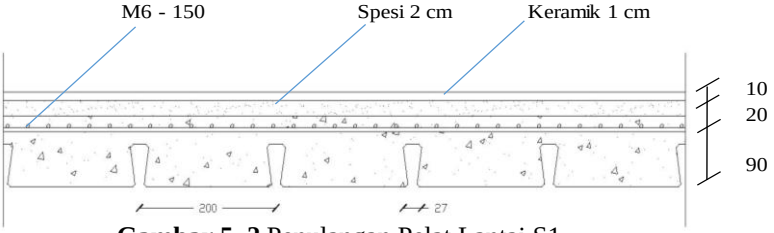
Merk = CV. Enka Sinergi
Dimensi = M6 – 150
Diameter = 6 mm
Spasi = 150 mm
Mutu = U-50
$A_{s\ wiremesh}$ = 1,885 cm^2/m

Kontrol untuk tulangan negatif pelat lantai atap adalah:

$A_{s\ perlu}$ U-50 ≤ $A_{s\ wiremesh}$

1,459 cm^2/m < 1,885 cm^2/m **(memenuhi)**

Maka pelat lantai atap didesain tebal 9 cm dengan wiremesh M6 – 150. Gambar penulangan pelat lantai atap dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut:



Gambar 5. 2 Penulangan Pelat Lantai S1

b. Pelat Lantai (S2)

Data perencanaan dari pelat lantai atap pada bangunan gedung yang ditinjau sebagai berikut :

Panjang : 8 m
Lebar : 2 m
Penyangga : Tanpa penyangga
Tipe Bentang : Bentang ganda

Untuk beban berguna yang terjadi pada pelat lantai atap dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini:

Tabel 5. 10 Beban Berguna Pelat Lantai S2

Dengan bantuan tabel perencanaan praktis maka didapatkan :

Keterangan		Item Beban	Beban per Item	Beban Berguna
			(kg/m^2)	**(kg/m^2)**
Pelat Lantai S2	Beban Mati	Penggantung langit - langit	10	**400**
		Mechanical Electrical	19	
		Plafond (*Gypsum 9mm*)	7,2	
		Bondek	10,1	
		Keramik dan spesi	77	
	Beban Hidup	Kantor	240	

Tebal pelat = 9 cm

$A_{s\ perlu}$ U-24 = 1,95 cm^2/m

$A_{s\ perlu}$ U-50 = As perlu U – 24. $\frac{\text{Teg. leleh U–24}}{\text{Teg. leleh U–50}}$

= 1,95 cm^2/m. $\frac{2400\ \text{kg/cm}^2}{5000\ \text{kg/cm}^2}$

= 0,936 cm^2/m

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

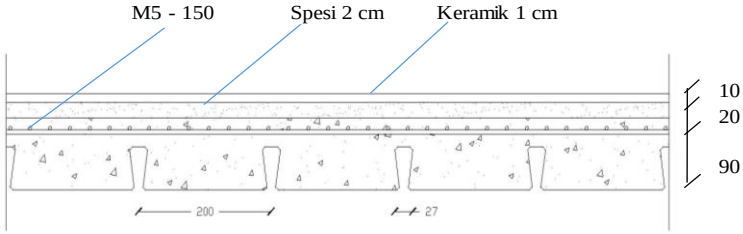
Merk = CV. Enka Sinergi
Dimensi = M5 – 150

Diameter = 5 mm
Spasi = 150 mm
Mutu = U-50
$A_{s\ wiremesh}$ = 1,309 cm^2/m

Kontrol untuk tulangan negatif pelat lantai atap adalah:

$A_{s\ perlu}$ U-50 $\leq$ $A_{s\ wiremesh}$
0,936 cm^2/m < 1,309 cm^2/m **(memenuhi)**

Maka pelat lantai atap didesain tebal 9 cm dengan wiremesh M5 – 150. Gambar penulangan pelat lantai atap dapat dilihat pada



Gambar 5. 3 Penulangan Pelat Lantai S2

Gambar 5.3 berikut:

c. Pelat Lantai (S3)

Data perencanaan dari pelat lantai atap pada bangunan gedung yang ditinjau sebagai berikut :

Panjang : 8 m
Lebar : 2 m
Penyangga : Tanpa penyangga
Tipe Bentang : Bentang ganda

Untuk beban berguna yang terjadi pada pelat lantai atap dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini:

Tabel 5. 11 Beban Berguna Pelat Lantai S3

Keterangan		Item Beban	Beban per Item	Beban Berguna
			(kg/m²)	**(kg/m²)**
Pelat Lantai S3	Beban Mati	Penggantung langit - langit	10	**900**
		Mechanical	19	

Dengan			Electrical		
			Plafond (*Gypsum 9mm*)	7,2	
			Bondek	10,1	
			Keramik dan spesi	77	
		Beban Hidup	Panggung Pertemuan	718	

bantuan tabel perencanaan praktis maka didapatkan :

Tebal pelat = 10 cm

$A_{s\ perlu}$ U-24 = 3,35 cm^2/m

$A_{s\ perlu}$ U-50 = As perlu U – 24. $\frac{\text{Teg. leleh U}-24}{\text{Teg. leleh U}-50}$

= 3,35 cm^2/m. $\frac{2400\ kg/cm^2}{5000\ kg/cm^2}$

= 1,608 cm^2/m

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

Merk = CV. Enka Sinergi

Dimensi = M6 – 150

Diameter = 6 mm

Spasi = 150 mm

Mutu = U-50

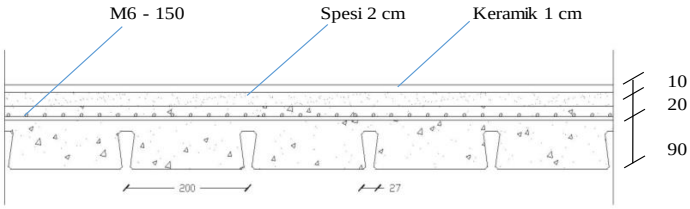
$A_{s\ wiremesh}$ = 1,885 cm^2/m

Kontrol untuk tulangan negatif pelat lantai atap adalah:

$A_{s\ perlu}$ U-50 $\leq$ $A_{s\ wiremesh}$

1,608 cm^2/m < 1,885 cm^2/m (**memenuhi)**

Maka pelat lantai atap didesain tebal 10 cm dengan wiremesh M6 – 150. Gambar penulangan pelat lantai atap dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut:



Gambar 5. 4 Penulangan Pelat Lantai S3

d. Pelat Lantai Parkir

Data perencanaan dari pelat lantai atap pada bangunan gedung yang ditinjau sebagai berikut :

Panjang : 8 m
Lebar : 2 m
Penyangga : Tanpa penyangga
Tipe Bentang : Bentang ganda

Untuk beban berguna yang terjadi pada pelat lantai atap dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini:

Tabel 5. 12 Beban Berguna Pelat Lantai Parkir

Keterangan		Item Beban	Beban per Item	Beban Berguna
			(kg/m^2)	**(kg/m^2)**
Pelat Lantai S1	Beban Mati	Penggantung langit - langit	10	**400**
		Mechanical Electrical	19	
		Plafond (*Gypsum 9mm*)	7,2	
		Bondek	10,1	
		Keramik dan spesi	77	
	Beban Hidup	Garasi/Parkir	192	

Dengan bantuan tabel perencanaan praktis maka didapatkan :

Tebal pelat = 9 cm
$A_{s\ perlu}$ U-24 = 1,95 cm^2/m

$$A_{s\ perlu}\ U\text{-}50 = As\ perlu\ U - 24.\frac{Teg.\ leleh\ U-24}{Teg.\ leleh\ U-50}$$

$$= 1{,}95\ cm^2/m.\frac{2400\ kg/cm^2}{5000\ kg/cm^2}$$

$$= 0{,}936\ cm^2/m$$

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

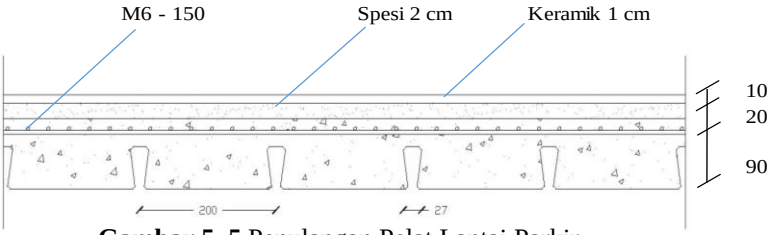
Merk = CV. Enka Sinergi
Dimensi = M5 – 150
Diameter = 5 mm
Spasi = 150 mm
Mutu = U-50
$A_{s\ wiremesh}$ = 1,309 cm^2/m

Kontrol untuk tulangan negatif pelat lantai atap adalah:

$A_{s\ perlu}\ U\text{-}50 \leq A_{s\ wiremesh}$

0,936 cm^2/m < 1,309 cm^2/m **(memenuhi)**

Maka pelat lantai atap didesain tebal 9 cm dengan wiremesh M6 – 150. Gambar penulangan pelat lantai atap dapat dilihat pada



Gambar 5. 5 Penulangan Pelat Lantai Parkir

Gambar 5.5 berikut:

5.2.2 Perhitungan Balok Anak

a. Balok Anak

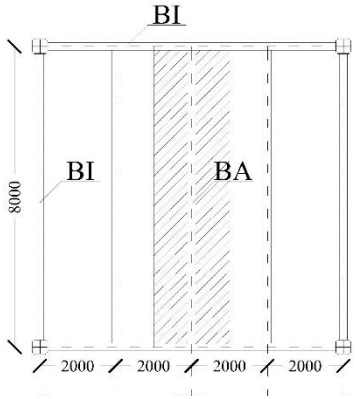
Balok anak lantai atap didesain menggunakan profil WF. Untuk dimensi dari balok anak atap dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini :

Tabel 5. 13 Dimensi Balok Anak

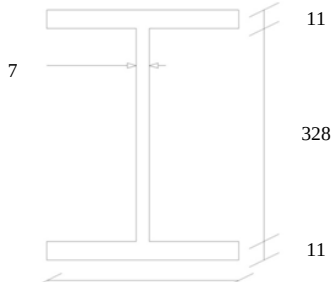
WF 350X175X7X11

W	=	49,6	kg/m	$\mathbf{r_x}$	=	14,7	cm
d	=	350	mm	$\mathbf{r_y}$	=	3,95	cm
b	=	175	mm	$\mathbf{S_x}$	=	775	cm^3
t_w	=	7	mm	$\mathbf{S_y}$	=	112	cm^3
t_f	=	11	mm	$\mathbf{Z_x}$	=	840,847	cm^3
r	=	14	mm	$\mathbf{Z_y}$	=	172,4555	cm^3
A	=	63,14	cm^2	**J**	=	19,28	cm^4
I_x	=	13600	cm^4	$\mathbf{I_y}$	=	984	cm^4

Gambar potongan penampang dan letak dari balok anak yang



Gambar 5. 7 Model beban pada balok anak



Gambar 5. 6 Potongan PenampangBalok Anak

ditinjau dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7.

Tabel 5. 14 Beban mati merata pada balok anak

Keterangan	Berat
	kg/m
Berat sendiri	49,6
Berat pelat lantai	424,8
Bondek	20,2
Keramik dan spesi	77
Penggantung langit - langit	20
Plafond (Gypsum 9mm)	14,4
Mechanical Electrical	38
Q_D	644

- Beban Mati

Pelat Lantai	= 212,4 kg/m^2 x 2 m	= 424,8 kg/m
Bondek	= 10,1 kg/m^2 x 2 m	= 20,2 kg/m
Berat sendiri	= 49,6 kg/m	= 49,6 kg/m
Keramik & spesi	= 38,5 kg/m^2 x 2 m	= 77 kg/m
Penggantung	= 10 kg/m^2 x 2 m	= 20 kg/m
Plafond	= 7,2 kg/m^2 x 2 m	= 14,4 kg/m
Mech. Electrical	= 19 kg/m^2 x 2 m	= 38 kg/m
Total Beban Mati (Q_D)		= 644 kg/m

- Beban Hidup

Lobby	= 479 kg/m^2 x 2 m	= 958 kg/m
Total Beban Mati (Q_L)		= 958 kg/m

- Kombinasi Pembebanan

  $Q_{U1} = 1,2\ Q_D + 1,6\ Q_L$

  $= 1,2 . 644$ kg/m $+ 1,6.958$ kg/m

  $= 2305,6$ kg/m

  $Q_{U2} = Q_D + Q_L$

  $= 644$ kg/m $+ 958$ kg/m

  $= 1602$ kg/m

- Gaya Dalam

V_U $= \frac{1}{2}$ .Q_{U1}.L

$= \frac{1}{2}$ .2305,6 kg/m . 8 m

= 9222,40 kg

M_U $= \frac{1}{8}$ .Q_{U1}.L^2

$= \frac{1}{8}$ .2305,6 kg/m .(8 m)^2

= 18444,8 kg.m

f $= \frac{5.Q_{U2}.L^2}{384.E.I_x}$

= 3,14 cm

Perhitungan kontrol desain penampang dijelaskan sebagai berikut:

- Tekuk Lokal

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{175}{2.11} = 7,95$ $\quad \lambda_p = 0,38 . \sqrt{E/fy} = 0,38. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d-2t_f}{tw} = \frac{350-2.11}{7} = 46,86$ $\quad \lambda_p = 3,76 . \sqrt{E/fy} = 3,76. \sqrt{2000/250} = 106,5$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

  L_b = 0 cm (terdapat *shear connector)*

  $L_p = 1.76.r_y . \sqrt{E/fy}$

  = 196,63 cm

  Karena $L_b < L_p$ maka tergolong bentang pendek, sehingga keadaan batas dari tekuk lateral tidak digunakan.

- Kontrol Elemen untuk Lentur

$\frac{h}{t_w}$ = 46,86

$1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

$M_{ult} \leq \emptyset_b M_n$

18444,8 kg.m $\leq 0{,}9.F_y . Z_x$

18444,8 kg.m $\leq 0{,}9.250 . 840{,}847\ cm^3$

18444,8 kg.m < 18919,96 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

  $V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

  9222,4 kg.m $\leq 0{,}9.0{,}6 . F_y . A_w . C_v$

  9222,4 kg.m $\leq 0{,}9.0{,}6.\ 2500\ kg/cm^2 . 18{,}33\ cm^2 . 1$

  9222,4 kg.m < 30996 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Lendutan

  $f \leq f_{ijin}$

  3,14 ≤ L/240

  3,14 < 3,33 (**memenuhi)**

  Karena kontrol desain penampang memenuhi, maka profil WF 350x150x7x11 dapat digunakan.

b. Balok Kantilever

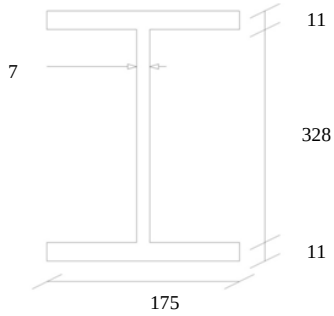
Balok kantilever didesain menggunakan profil WF. Untuk dimensi dari balok anak atap dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut ini :

Tabel 5. 15 Dimensi Balok Anak

WF 350X175X7X11							
W	=	49,6	kg/m	$\mathbf{r_x}$	=	14,7	cm
d	=	350	mm	$\mathbf{r_y}$	=	3,95	cm
b	=	175	mm	$\mathbf{S_x}$	=	775	cm^3
t_w	=	7	mm	$\mathbf{S_y}$	=	112	cm^3
t_f	=	11	mm	$\mathbf{Z_x}$	=	840,847	cm^3

r	=	14	mm	$\mathbf{Z_y}$	=	172,4555	cm^3
A	=	63,14	cm^2	**J**	=	19,28	cm^4
I_x	=	13600	cm^4	$\mathbf{I_y}$	=	984	cm^4

Gambar potongan penampang dan letak dari balok anak yang



Gambar 5. 8 Potongan Penampang Balok Kantilever

ditinjau dapat dilihat pada Gambar 5.9.

Tabel 5. 16 Beban mati merata pada balok kantilever

Keterangan	Berat
	kg/m
Berat sendiri	49,6
Berat pelat lantai	424,8
Bondek	20,2
Keramik dan spesi	77
Penggantung langit - langit	20
Plafond (Gypsum 9mm)	14,4
Mechanical Electrical	38
Q_D	**644**

- Beban Mati
  Pelat Lantai = 212,4 kg/m^2 x 2 m = 424,8 kg/m
  Bondek = 10,1 kg/m^2 x 2 m = 20,2 kg/m

Berat sendiri	= 49,6 kg/m	= 49,6 kg/m
Keramik & spesi	= 38,5 kg/m^2 x 2 m	= 77 kg/m
Penggantung	= 10 kg/m^2 x 2 m	= 20 kg/m
Plafond	= 7,2 kg/m^2 x 2 m	= 14,4 kg/m
Mech. Electrical	= 19 kg/m^2 x 2 m	= 38 kg/m
Total Beban Mati (Q_D)		= 644 kg/m

- Beban Hidup

Lobby	= 479 kg/m^2 x 2 m	= 958 kg/m
Total Beban Mati (Q_L)		= 958 kg/m

- Kombinasi Pembebanan

$Q_{U1} = 1,2\ Q_D + 1,6\ Q_L$
$= 1,2 . 644 \text{ kg/m} + 1,6.958 \text{ kg/m}$
$= 2305,6 \text{ kg/m}$

$Q_{U2} = Q_D + Q_{Lv}$
$= 644 \text{ kg/m} + 958 \text{ kg/m}$
$= 1602 \text{ kg/m}$

- Gaya Dalam

$V_U = \frac{1}{2} . Q_{U1} . L$
$= \frac{1}{2} . 2305,6 \text{ kg/m} . 8 \text{ m}$
$= 9222,40 \text{ kg}$

$M_U = \frac{1}{8} . Q_{U1} . L^2$
$= \frac{1}{8} . 2305,6 \text{ kg/m} . (8 \text{ m})^2$
$= 18444,8 \text{ kg.m}$

$f = \frac{5.Q_{U2}.L^2}{384.E.I_x}$
$= 3,14 \text{ cm}$

Perhitungan kontrol desain penampang dijelaskan sebagai berikut:

- Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2.t_f}$
$= \frac{175}{2.11}$

$\lambda_p = 0,38 . \sqrt{E/fy}$
$= 0,38. \sqrt{2000/250}$

= 7,95 = 10,75

Pelat Badan

$\lambda = \frac{d-2t_f}{tw}$ $\lambda_p = 3{,}76 \sqrt{E/fy}$

$= \frac{350-2.11}{7}$ $= 3{,}76 \sqrt{2000/250}$

= 46,86 = 106,5

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

  L_b = 0 cm (terdapat *shear connector)*

  $L_p = 1.76.r_y \sqrt{E/fy}$

  = 196,63 cm

  Karena $L_b < L_p$ maka tergolong bentang pendek, sehingga keadaan batas dari tekuk lateral tidak digunakan.
- Kontrol Elemen untuk Lentur

  $\frac{h}{t_w} = 46{,}86$

  $1{,}10.\sqrt{k_v E/fy} = 69{,}57$

  Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

  $M_{ult} \leq \emptyset_b M_n$

  18444,8 kg.m $\leq 0{,}9.F_y . Z_x$

  18444,8 kg.m $\leq 0{,}9.250 . 840{,}847$ cm^3

  18444,8 kg.m < 18919,96 kg.m (**memenuhi)**
- Kontrol Elemen untuk Geser

  $V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

  9222,4 kg.m $\leq 0{,}9.0{,}6 . F_y . A_w . C_v$

  9222,4 kg.m $\leq 0{,}9.0{,}6.$ 2500 kg/cm^2 . 18,33 cm^2 . 1

  9222,4 kg.m < 30996 kg.m (**memenuhi)**
- Kontrol Lendutan

  $f \leq f_{ijin}$

  3,14 $\leq$ L/240

  3,14 < 3,33 (**memenuhi)**

Karena kontrol desain penampang memenuhi, maka profil WF 350x150x7x11 dapat digunakan.

5.2.3 Perhitungan Struktur Tangga

Struktur tangga dimodelkan hanya sebagai beban untuk struktur primer. Dalam perencanaan ini, tangga didesain menjadi 1 tipe. Untuk data perencanaan dapat dilihat didalam tabel 5.15

Tabel 5. 17 Data Perencanaan Tangga

Injakan, i	30	cm
Tanjakan, t	15	cm
Tinggi per lantai	4	m
Tinggi bordes	2	m
Lebar bordes	2,1	m
Panjang tangga	3,9	m
Lebar tangga	1,8	m
Panjang bordes	4	m

Untuk perhitungan perencanaan struktur tangga dijelaskan dibawah ini :

- Jumlah injakan`

  $n_t = \frac{\text{tinggi bordes}}{t}$.

  $= \frac{200\ \text{cm}}{15\ \text{cm}}$.

  $= 13{,}33 \approx 13$ buah

- Jumlah tanjakan

  $n_i = n_t + 1$

  $= 13 + 1$

  $= 14$ buah

- Sudut kemiringan tangga

  $\alpha = \arctan \frac{t}{i}$

$= \text{arc tan } \frac{30}{15}$

$= 31{,}30°$

- Kontrol dimensi tangga

  Syarat injakan dan tanjakan

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

  $60 \leq 2.15 + 30 \leq 65$ (**memenuhi)**

  Syarat sudut kemiringan tangga

  $25° \leq \alpha \leq 45°$

  $25° \leq 31{,}30° \leq 45°$ (**memenuhi)**

a. Perencanaan pelat anak tangga dan bordes

Penentuan ketebalan dari pelat anak tangga dan dan bordes menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis yang ada dari PT BRC LYSAGHT INDONESIA dengan tebal 0,75 mm.

Data perencanaan dari pelat lantai anak tangga dan bordes sebagai berikut:

Span : 2 meter
Penyangga : Tanpa penyangga
Tipe bentang : Bentang ganda

Untuk beban berguna yang terjadi pada pelat anak tangga dan bordes dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut ini

Tabel 5. 18 Beban Berguna Pelat Anak Tangga dan Bordes

Keterangan	Beban Per item (kg/m^2)
Keramik dan spesi	77
Sandaran Besi	20
Beban Hidup Tangga	300
Total	**400**

Dengan bantuan tabel perencanaan praktis maka didapatkan :

Tebal pelat = 9 cm

$A_{s\ perlu}$ U-24 = 1,95 cm^2/m

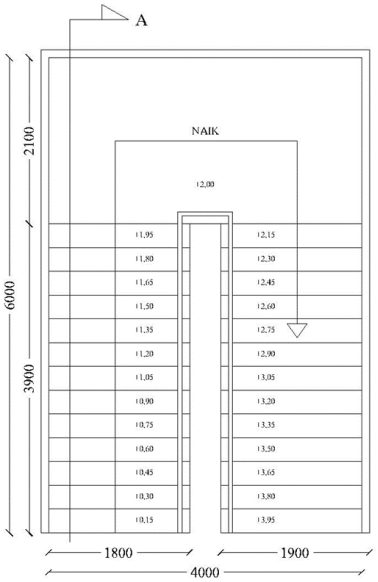
$A_{s\ perlu}$ U-50 = $As\ perlu\ U - 24.\frac{\text{Teg. leleh U}-24}{\text{Teg. leleh U}-50}$

$= 1{,}95\ cm^2/m.\frac{2400\ kg/cm^2}{5000\ kg/cm^2}$

$= 0{,}936\ cm^2/m$

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

Merk = CV. Enka Sinergi
Dimensi = M5 – 150
Diameter = 5 mm
Spasi = 150 mm
Mutu = U-50
$A_{s\ wiremesh}$ = 1,309 cm^2/m



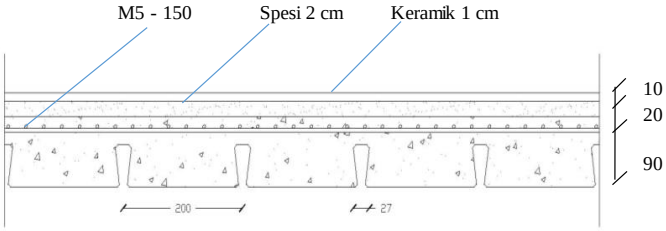
Gambar 5. 9 Denah Tangga

Kontrol untuk tulangan negatif pelat lantai atap adalah:

$A_{s\ perlu}$ U-50 $\leq$ $A_{s\ wiremesh}$

0,936 cm^2/m < 1,309 cm^2/m **(memenuhi)**

Maka pelat lantai atap didesain tebal 9 cm dengan wiremesh M5 – 150. Gambar penulangan pelat lantai atap dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut:



Gambar 5. 10 Penulangan pelat anak tangga dan bordes

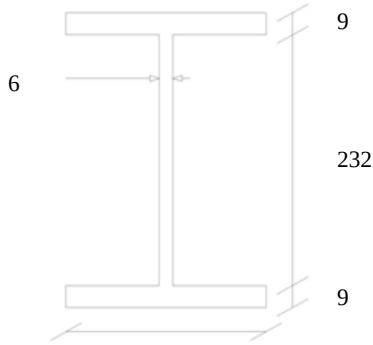
b. Perencanaan balok utama anak tangga

Balok utama tangga didesain menggunakan profil WF. Untuk dimensi dari balok utama tangga dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini :

Tabel 5. 19 Dimensi Balok Utama Tangga

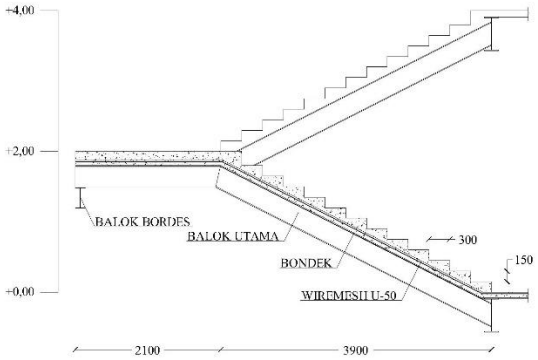
WF 250X125X6X9							
W	=	29,6	kg/m	r_x	=	10,4	cm
d	=	250	mm	r_y	=	2,79	cm
b	=	125	mm	S_x	=	324	cm^3
t_w	=	6	mm	S_y	=	47	cm^3
t_f	=	9	mm	Z_x	=	351,9	cm^3
r	=	12	mm	Z_y	=	72,4	cm^3
A	=	37,66	cm^2	J	=	7,75	cm^4
I_x	=	4050	cm^4	I_y	=	294	cm^4

Gambar potongan penampang dari balok utama tangga dapat



Gambar 5. 11 Potongan penampang balok utama tangga

dilihat pada gambar 5.12.



Gambar 5. 12 Potongan balok utama tangga

- Beban Pada Anak Tangga (Q_{U1})

  Beban Mati

  Pelat anak tangga = 212,4kg/m^2 x 0,9m/cos 31,3° = 422,6 kg/m
  Bondek = 10,1 kg/m^2 x 0,9m/cos 31,3° = 10,64 kg/m
  Berat sendiri = 29,6 kg/m / cos 31,3° = 34,64 kg/m
  Keramik & spesi = 38,5 kg/m^2 x 0,9m . $\frac{0,3+0,15}{0,3}$ = 103,9 kg/m
  Sambunngan = 572,4 kg/m x 10% = 57,18 kg/m

  Total Beban Mati (Q_{D1}) = 629 kg/m

  Beban Hidup

  Tangga = 300 kg/m^2 x 0,9 m = 270 kg/m

  Total Beban Mati (Q_{L1}) = 270 kg/m

  Kombinasi pembebanan

  Q_{U1} = 1,2 Q_{D1} + 1,6 Q_{L1}
  = 1,2 Q_{D1} + 1,6 Q_{L1}
  = 1186,80 kg/m

- Beban Pada Bordes (Q_{U2})

  Beban Mati

  Pelat bordes = 212,4kg/m^2 x 0,9m = 191,16 kg/m
  Bondek = 10,1 kg/m^2 x 0,9m = 9,09 kg/m
  Berat sendiri = 29,6 kg/m = 29,6 kg/m
  Keramik & spesi = 38,5 kg/m^2 x 0,9m = 69,3 kg/m

Sambunngan	= 299,15 kg/m x 10%	= 29,92 kg/m
Total Beban Mati (Q_{D2})		= 329,07 kg/m

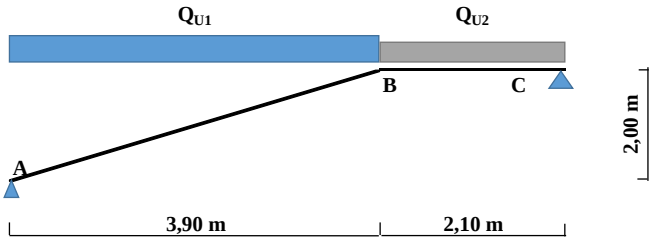
Beban Hidup

Tangga	= 300 kg/m^2 x 0,9 m	= 270 kg/m
Total Beban Mati (Q_{L2})		= 270 kg/m

Kombinasi pembebanan

Q_{U2} = 1,2 Q_{D2} + 1,6 Q_{L2}

= 1,2 Q_{D1} + 1,6 Q_{L1}



Gambar 5. 13 Gambar mekanika teknik balok utama tangga

= 820,66 kg/m

- Reaksi Perletakan

  ΣMA = 0

  0 = -RC .6m + Q_{U1}.3,9m.1,9m+ Q_{U2}.2,1m.4,95m

  RC = 2936,83 kg

  ΣMC = 0

  0 = RA .6m - Q_{U1}.3,9m.4,05m- Q_{U2}.2,1m.1,05m

  RA = 3428,13 kg

  Kontrol

  ΣV = 0

  0 = RA+RC - Q_{U1}.3,9m- Q_{U2}.2,1m

  0 = 3428,13 + 29386,83 + 4631,72 – 1737,66

  0 = 0 (**memenuhi)**

- Momen Ultimate

  Momen maksimum terjadi bila dMx/dx = 0. Maka untuk mencari letak momen maksimum sebagai berikut:

$Mx = RA.X - \frac{1}{2}Q_{U1}.X^2$
$= 3428,13.X – 593,81.X^2$
$dMx/dx = 3428,13 – 2.(593,81).X$
$= 3428,13 – 1187,65.X$
$X = 2,89$ m

Sehingga momen maksimum yang digunakan menjadi momen ultimate pada balok utama tangga adalah :

$M_U = 3430,5.(2,89\ m) – 593,81.(2,89\ m)^2$
$= 4951,15$ kg.m

- Gaya Geser Ultimate

Untuk gaya geser pada titik A, maka :

$X = 0$ m
$V_A = RA.\cos\alpha$
$= 3428,13$ kg. cos 31,3°
$= 3405,4$ kg

Untuk gaya geser pada titik B lihat kanan, maka :

$X = 3,9$ m
$V_{Bkanan} = RA.\cos\alpha – Q_{U1}.X.\ \cos\alpha$
$= 2931,33$ kg-1187,62 kg/m. 3,9 m.cos 31,3°
$= -1026,4$ kg

Untuk gaya geser pada titik B lihat kiri, maka :

$X = 2,1$ m
$V_{Bkiri} = RC – Q_{U2}.X$
$= 2936,83$ kg-827,46 kg/m. 2,1 m
$= 1201,22$ kg

Untuk gaya geser pada titik C, maka :

$X = 6$ m
$V_C = RC$
$= 2936,83$ kg

Sehingga nilai gaya geser ultimate yang dipakai :

$V_U = 2936,83$ kg

- Gaya Normal Ultimate

Gaya normal yang terjadi pada bentang AB :

$N_A = -RA.\sin\alpha$
$= -3428,13$ kg.sin 31,30°

= -1782,21 kg

N_{Bkanan} = -RA. cosα + Q_{U1}.X. cosα

= -1782,2 kg + 1187,62 kg/m. 3,9 m.cos 31,3°

= 624,06 kg

N_{Bkanan} = N_C = 0 kg

Sehingga nilai gaya normal ultimate yang dipakai :

P_U = 1781,02 kg

Kontrol desain penampang

- Tekuk Lokal

Pelat Sayap

λ	$= \frac{b_f}{2.t_f}$	λ_p	$= 0{,}38 . \sqrt{E/fy}$
	$= \frac{125}{2.9}$		$= 0{,}38. \sqrt{2000/250}$
	= 6,94		= 10,75

Pelat Badan

λ	$= \frac{d-2t_f}{tw}$	λ_p	$= 3{,}76 . \sqrt{E/fy}$
	$= \frac{250-2.9}{6}$		$= 3{,}76. \sqrt{2000/250}$
	= 38,67		= 106,35

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

L_b = 0 cm (terdapat *shear connector)*

L_p = $1.76.r_y . \sqrt{E/fy}$

= 138,89 cm

Karena $L_b < L_p$ maka tergolong bentang pendek, sehingga keadaan batas dari tekuk lateral tidak digunakan.

- Kontrol Elemen untuk Lentur

$M_{ult} \leq Ø_b M_n$

4951,15 kg.m ≤ $0{,}9.F_y . Z_x$

4951,15 kg.m ≤ $0{,}9.250 . 351{,}9\ cm^3$

4951,15 kg.m < 7916,87 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

$\frac{h}{t_w}$ = 38,67

$1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

$V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

2936,83 kg.m ≤ 0,9.0,6 . F_y . A_w . C_v

2936,83 kg.m ≤ 0,9.0,6. 2500 kg/cm^2 . 18,33 cm^2 . 1

2936,83 kg.m < 18792 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen Tekan

$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$

$= \frac{\pi^2 200000\ Mpa}{\left(\frac{1.(2{,}1+3{,}9/\cos 31{,}30)}{12{,}4cm}\right)^2}$

= 683,38 Mpa

F_y / F_e = 250 Mpa / 683,38 Mpa

= 0,37

Karena F_y / F_e < 2,25 maka :

$Fcr = \left(0.658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y$

$= (0.658^{0{,}37}) 250\ Mpa$

= 214,51 Mpa

Untuk kontrol elemen tekan sebagai berikut :

$P_u \leq \emptyset_c P_n$

1782,21 kg.m ≤ 0,9.F_{cr} . A_g

1782,21 kg.m ≤ 0,9.2145,1 kg/cm^2. 37,66 cm^2

1782,21 kg.m < 68159,85 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen Tekan - Lentur

$\frac{P_U}{P_C} = \frac{1782{,}21\ kg}{68159{,}85\ kg}$

= 0,03

Karena $\frac{P_U}{P_C}$ < 0,2 maka :

$$\frac{P_U}{2P_C} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$\frac{P_U}{2P_C} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

0,43 ≤ 1 (**memenuhi)**

Maka profil WF 250x125x6x9 untuk balok utama tangga dapat digunakan.

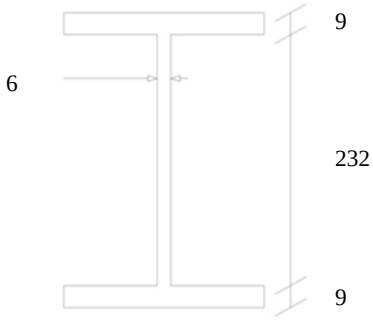
c. Perencanaan balok penumpu bordes

Balok utama tangga didesain menggunakan profil WF. Untuk dimensi dari balok utama tangga dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini :

Tabel 5. 20 Dimensi Balok Penumpu Bordes

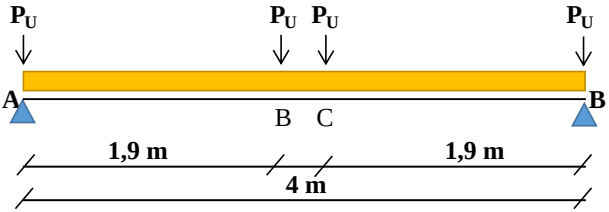
WF 250X125X6X9							
W	=	29,6	kg/m	r_x	=	10,4	cm
d	=	250	mm	r_y	=	2,79	cm
b	=	125	mm	S_x	=	324	cm^3
t_w	=	6	mm	S_y	=	47	cm^3
t_f	=	9	mm	Z_x	=	351,9	cm^3
r	=	12	mm	Z_y	=	72,4	cm^3
A	=	37,66	cm^2	J	=	7,75	cm^4
I_x	=	4050	cm^4	I_y	=	294	cm^4

Gambar potongan penampang dari balok penumpu bordes dapat



Gambar 5. 14 Potongan penampang balok penumpu bordes

dilihat pada gambar 5.14.



Gambar 5. 15 Gambar mekanika balok bordes

- Beban Merata pada balok penumpu lift

Berat sendiri	= 29,6 kg/m	= 29,6 kg/m
Sambungan	= 29,6 kg/m^2 x 10%	= 2,96 kg/m
Total Beban Mati (Q_D)		= 32,56 kg/m
Beban Merata Ultimate (Q_U)		= 39,07 kg/m

- Reaksi Perletakan

ΣMA = 0
0 = RD .4m - Q_U.4m.2m -P_U.(1,8m+2,2m+4m)
RD = 5951,81 kg
ΣMC = 0
0 = -RA .4m + Q_U.4m.2m- P_U.(1,8m+2,2m+4m)
RA = 5951,81 kg
Kontrol
ΣV = 0
0 = RA+RD - Q_U.4m-4. P_{U2}
0 = 5951,81 + 5951,81 – 48,44.4 + 4.2938,88
0 = 0 (**memenuhi)**

- Momen Ultimate

Karena simetris, maka momen maksimal terjadi pada tengah bentang, maka

M_{maks} = RA .4m - Q_U.2m.1m- P_U.2m- P_U.0,2m
= 5364,45 kg.m

Sehingga momen maksimum yang digunakan menjadi momen ultimate adalah :

M_U = M_{maks}

= 5364,45 kg.m

- Gaya Geser Ultimate
  V_U = 5951,81 kg
- Tekuk Lokal
  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{125}{2.9} = 6,94$

  $\lambda_p = 0,38 . \sqrt{E/fy} = 0,38. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d-2t_f}{tw} = \frac{250-2.9}{6} = 38,67$

  $\lambda_p = 3,76 . \sqrt{E/fy} = 3,76. \sqrt{2000/250} = 106,35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral
  L_b = 0 cm (terdapat *shear connector)*
  $L_p = 1.76.r_y . \sqrt{E/fy}$
  = 138,89 cm
  Karena $L_b < L_p$ maka tergolong bentang pendek, sehingga keadaan batas dari tekuk lateral tidak digunakan.
- Kontrol Elemen untuk Lentur
  $M_{ult} \leq Ø_b M_n$
  5364,45 kg.m $\leq$ 0,9.F_y . Z_x
  5364,45 kg.m $\leq$ 0,9.250 . 351,9 cm^3
  5364,45 kg.m < 7916,87 kg.m (**memenuhi)**
- Kontrol Elemen untuk Geser
  $\frac{h}{t_w}$ = 38,67
  $1,10.\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57
  Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1,10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

$V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

$5951{,}81 \text{ kg.m} \leq 0{,}9.0{,}6 . F_y . A_w . C_v$

$5951{,}81 \text{ kg.m} \leq 0{,}9.0{,}6. 2500 \text{ kg/cm}^2 . 18{,}33 \text{ cm}^2 . 1$

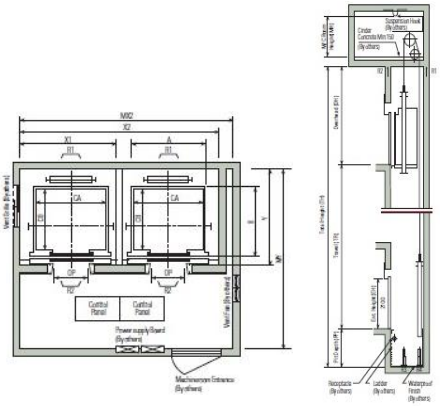
$5951{,}81 \text{ kg.m} < 18792 \text{ kg.m}$ (**memenuhi)**

Maka profil WF 250x125x6x9 untuk balok penumpu bordes dapat digunakan.

5.2.4 Perhitungan Balok Penumpu Lift

Pada Gedung 4 Universitas Ciputra ini direncanakan menggunakan lift penumpang dengan data sebagai berikut :

Tipe Lift : Passsenger
Merk : Hyundai
Kapasitas : 11 orang
Berat penumpang : 750 kg
Dimensi ruang luncur : 3700 mm x 1950 mm
Dimensi sangkar
Inside : 1400 mm x 1350 mm
Outside : 1460 mm x 1505 mm
Dimensi ruang mesin : 4000 mm x 3700 mm
Beban reaksi R_1 : 15100 kg



Gambar 5. 16 Spesifikasi Lift

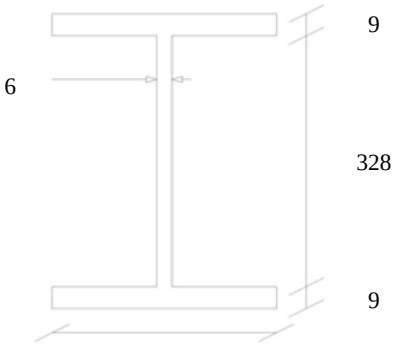
Beban reaksi R_2 : 8100 kg

Balok penumpu lift menggunakan profil WF. Untuk dimensi balok penumpu lift dapat dilihat pada Tabel 5.19 dibawah ini :

Tabel 5. 21 Dimensi balok penumpu lift

WF 350X175X6X9							
W	=	41,4	kg/m	r_x	=	14,5	cm
d	=	346	mm	r_y	=	3,88	cm
b	=	174	mm	S_x	=	641	cm^3
t_w	=	6	mm	S_y	=	91	cm^3
t_f	=	9	mm	Z_x	=	689,1	cm^3
r	=	14	mm	Z_y	=	139,2	cm^3
A	=	52,8	cm^2	J	=	10,82	cm^4
I_x	=	11100	cm^4	I_y	=	792	cm^4

Gambar potongan penampang dari balok penumpu bordes



Gambar 5. 17 Gambar potongan penampang balok lift

dapat dilihat pada gambar 5.17

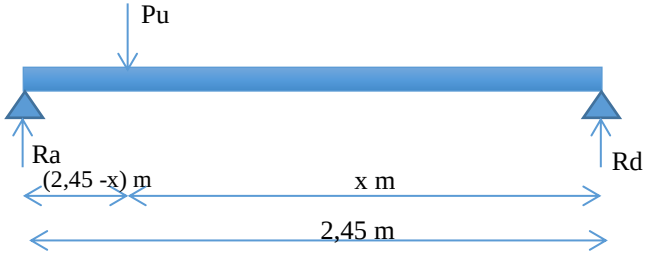
- Beban Merata pada balok penumpu lift

Berat sendiri	= 41,4 kg/m	= 41,4 kg/m
Sambungan	= 41,4 kg/m^2 x 10%	= 4,14 kg/m
Total Beban Mati (Q_D)		= 45,54 kg/m

- Beban Hidup

Beban pekerja	= 100 kg/m	= 100 kg/m
Total Beban Mati (Q_L)		= 100 kg/m

- Beban Terpusat Lift
  P_U = $R_1 + R_2$
  = 23200 kg/m
- Kombinasi Pembebanan
  Q_{U1} = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L
  = 214,65 kg/m
- Kombinasi Pembebanan
  X = 1,59 m



Gambar 5. 18 Gambar mekanika balok penumpu lift

- Reaksi perletakan
  ΣMD = 0
  0 = -RA .2,45m + P_U.1,59m +Q_U.2,45m. 1,225
  RA = 15319,27 kg
  ΣMA = 0
  0 = RD .2,45m - Q_U.4m.2m- P_U.1,59m
  RD = 8406,62 kg
  Kontrol
  ΣV = 0
  0 = RA+RD - Q_U.4m-4. P_{U2}
  0 = 15319,27 + 8406,62 – 41,4.2,45 + 23200.1,59
  0 = 0 (**memenuhi)**
- Momen ultimate
  M_A = M_D
  = 0
  M_C = RA.(2,45-X)m - $\frac{1}{2}Q_{U1}.(2,45-X)^2$

= 13095,196 kg.m

Maka nilai momen ultimate :

M_U = M_{maks}

= 13095,196 kg.m

- Geser ultimate

V_A = 15319,27 kg

V_B = 8406,62 kg

Maka nilai geser ultimate :

V_U = V_{maks}

= 15319,27 kg

Perhitungan kontrol desain penampang dijelaskan sebagai berikut :

- Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{175}{2.9} = 9{,}67$

$\lambda_p = 0{,}38 .\sqrt{E/fy} = 0{,}38. \sqrt{2000/250} = 10{,}75$

Pelat Badan

$\lambda = \frac{d-2t_f}{tw} = \frac{350-2.9}{6} = 54{,}67$

$\lambda_p = 3{,}76 .\sqrt{E/fy} = 3{,}76. \sqrt{2000/250} = 106{,}35$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

L_b = 0 cm (terdapat *shear connector)*

$L_p = 1.76.r_y .\sqrt{E/fy}$

= 193,15 cm

Karena $L_b < L_p$ maka tergolong bentang pendek, sehingga keadaan batas dari tekuk lateral tidak digunakan.

- Kontrol Elemen untuk Lentur

$M_{ult} \leq \emptyset_b M_n$

13095,2 kg.m ≤ 0,9.F_y . Z_x
13095,2 kg.m ≤ 0,9.250 . 689,1 cm^3
13095,2 kg.m < 15505,155 kg.m **(memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

$\frac{h}{t_w}$ = 38,67

1,10.$\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

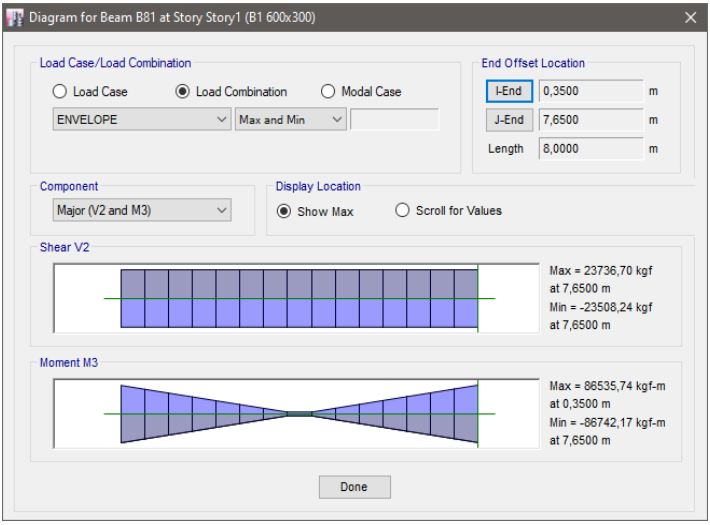
$V_{ult} \leq Ø_v . V_n$
15319,27 kg.m ≤ 0,9.0,6 . F_y . A_w . C_v
15319,27 kg.m ≤ 0,9.0,6. 2500 kg/cm^2 . 19,68 cm^2 . 1
15319,27 kg.m < 26568 kg.m **(memenuhi)**
Maka profil WF 350x175x6x9 untuk balok penumpu lift dapat digunakan.

5.3 Perhitungan Struktur Primer

5.3.1 Perhitungan Balok Induk

Pada Gedung 4 Universitas Ciputra ini terdapat 2 balok induk, balok induk memanjang dan melintang, dibutuhkan beberapa literasi perhitungan pada balok induk sampai dinyatakan profil tersebut kuat. Perhitungannya sebagai berikut :

a. Perencanaan balok induk B1 (melintang) literasi 1
Didapatkan gaya dalam akibat kombinasi Envelope :



Gambar 5. 19 Diagram Momen Balok Induk B1

WF 600X300X12X20							
W	=	151	kg/m	rx	=	24.8	cm
d	=	588	mm	ry	=	6.85	cm
b	=	300	mm	Sx	=	4020	cm3
tw	=	12	mm	Sy	=	601	cm3
tf	=	20	mm	Zx	=	4308.912	cm3
r	=	28	mm	Zy	=	919.728	cm3
A	=	192.5	cm2	J	=	191.56	cm4
Ix	=	118000	cm4	Iy	=	9020	cm4

- Tekuk Lokal

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f}$ $\lambda_p = 0{,}38 .\sqrt{E/fy}$

  $= \frac{300}{2.20}$ $= 0{,}38. \sqrt{2000/250}$

  $= 7{,}50$ $= 10{,}75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d-2t_f}{tw}$ $\lambda_p = 3{,}76 .\sqrt{E/fy}$

  $= \frac{600-2.20}{12}$ $= 3{,}76. \sqrt{2000/250}$

  $= 45{,}67$ $= 106{,}35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

  L_b = 10000 mm

  $L_p = 1.76.r_y .\sqrt{E/fy}$

= 3409,95 mm

L_r $= 1.95 r_{ts}^2 \frac{E}{0.7\,fy} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{(\frac{Jc}{S_x h_o})^2 + 6.76(\frac{0.7fy}{E})^2}}$

= 10145,75 mm

Karena $L_b > L_r$ maka tergolong bentang panjang, Sehingga kuat lenturnya menjadi :

M_A $= 0{,}25.M_u$

21685,5 kg.m

M_B $= 0{,}5.M_u$

43371,1 kg.m

M_C $= 0{,}75.M_u$

65056,6 kg.m

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

= 1,67

M_n $= C_b \frac{\pi E}{L_b}\left(\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right) I_y C_w}\right)$

= 194,86 kN.m

M_{ult} $\leq \emptyset M_n$

867,42 kN.m > 194,86 kN.m (**tidak memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

$\frac{h}{t_w}$ = 45,67

$1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

$V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

23736,10 kg.m $\leq$ 0,9.0,6 . F_y . A_w . C_v

23736,10 kg.m < 40392 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Lendutan

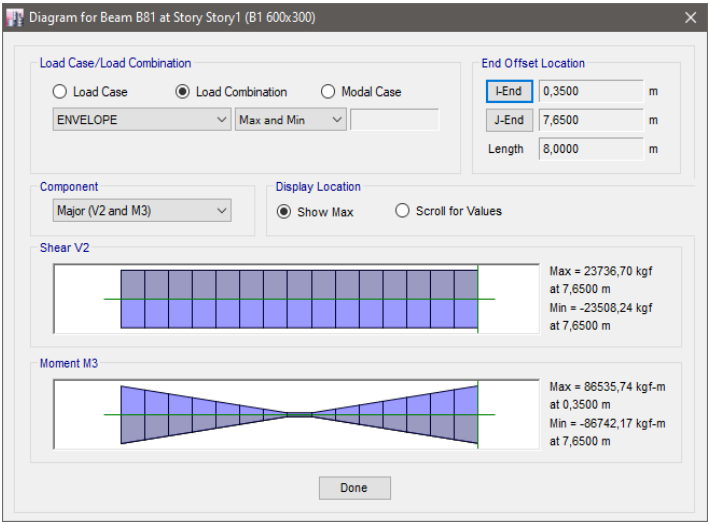
$f \leq f_{ijin}$

4,45 $\leq$ L/240

4,45 < 3,33 (**tidak memenuhi)**

Karena kontrol desain penampang tidak memenuhi, maka profil WF 400x200x8x13 tidak dapat digunakan. Setelah dilakukan *trial and error*, maka didapatkan profil untuk Balok Induk B1 sebagai berikut :

b. Perencanaan balok induk B1 (melintang)



Gambar 5. 20 Diagram Momen Balok Induk B1

Didapatkan gaya dalam akibat kombinasi Envelope :

WF 600X300X12X20							
W	=	151	kg/m	rx	=	24.8	cm
d	=	588	mm	ry	=	6.85	cm
b	=	300	mm	Sx	=	4020	cm3
tw	=	12	mm	Sy	=	601	cm3

tf	=	20	mm	Zx	=	4308.912	cm3
r	=	28	mm	Zy	=	919.728	cm3
A	=	192.5	cm2	J	=	191.56	cm4
Ix	=	118000	cm4	Iy	=	9020	cm4

- Tekuk Lokal

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f}$ $\quad \lambda_p = 0{,}38 .\sqrt{E/fy}$

  $= \frac{300}{2.20}$ $\quad = 0{,}38. \sqrt{2000/250}$

  $= 7{,}50$ $\quad = 10{,}75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d-2t_f}{tw}$ $\quad \lambda_p = 3{,}76 .\sqrt{E/fy}$

  $= \frac{600-2.20}{12}$ $\quad = 3{,}76. \sqrt{2000/250}$

  $= 45{,}67$ $\quad = 106{,}35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

  $L_b = 10000$ mm

  $L_p = 1.76.r_y .\sqrt{E/fy}$

  $= 3409{,}95$ mm

  $L_r = 1.95 r_{ts}^2 \frac{E}{0.7\,fy} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{(\frac{Jc}{S_x h_o})^2 + 6.76(\frac{0.7fy}{E})^2}}$

  $= 6644{,}34$ mm

  Karena $L_b > L_r$ maka tergolong bentang menengah, maka yang terjadi kapasitas penampang berada pada daerah inelastis LTB (*Lateral Torsion Buckling*). Sehingga kuat lenturnya menjadi :

  $M_A = 0{,}25.M_u$

  21685,5 kg.m

M_B = 0,5.M_u

43371,1 kg.m

M_C = 0,75. M_u

65056,6 kg.m

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

= 1,67

$M_n = C_b\left(M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x\right).\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right)$

= 1185,98 kN.m

$M_{ult} \leq \emptyset M_n$

867,42 kN.m < 1062,05 kN.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

$\frac{h}{t_w}$ = 45,67

$1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10.\sqrt{k_v E/fy}$ maka Cv = 1

$V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

23736,10 kg.m ≤ 0,9.0,6 . F_y . A_w . C_v

23736,10 kg.m < 88776 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Lendutan

$f \leq f_{ijin}$

0,38 ≤ L/240

0,38 < 3,33 (**memenuhi)**

Karena kontrol desain penampang memenuhi, maka profil WF 600x300xx12x20 dapat digunakan.

c. Perencanaan balok induk B2 (memanjang)

Gambar 5. 21 Diagram Momen Balok Induk B2

Didapatkan gaya dalam akibat kombinasi Envelope :

WF 600X300X12X20							
W	=	151	kg/m	rx	=	24.8	cm
d	=	588	mm	ry	=	6.85	cm
b	=	300	mm	Sx	=	4020	cm3
tw	=	12	mm	Sy	=	601	cm3
tf	=	20	mm	Zx	=	4308.912	cm3
r	=	28	mm	Zy	=	919.728	cm3
A	=	192.5	cm2	J	=	191.56	cm4
Ix	=	118000	cm4	Iy	=	9020	cm4

- Tekuk Lokal

Pelat Sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{300}{2.24} = 6{,}25$

$\lambda_p = 0{,}38 . \sqrt{E/fy} = 0{,}38. \sqrt{2000/250} = 10{,}75$

Pelat Badan

$\lambda = \frac{d-2t_f}{tw} = \frac{700-2.24}{13} = 50{,}15$

$\lambda_p = 3{,}76 . \sqrt{E/fy} = 3{,}76. \sqrt{2000/250} = 106{,}35$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak, sehingga $M_n=M_p$.

- Tekuk Lateral

$L_b = 8000$ mm

$L_p = 1.76.r_y . \sqrt{E/fy} = 3375{,}11$ mm

$L_r = 1.95 r_{ts}^2 \frac{E}{0.7\,fy} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{(\frac{Jc}{S_x h_o})^2 + 6.76(\frac{0.7fy}{E})^2}} = 10071{,}27$ mm

Karena $L_p < L_b < L_r$ maka tergolong bentang menengah, maka yang terjadi kapasitas penampang berada pada daerah inelastis LTB (*Lateral Torsion Buckling*). Sehingga kuat lenturnya menjadi :

$M_A = 0{,}25.M_u$
344185,5 kg.m

$M_B = 0{,}5.M_u$
688731,1 kg.m

$M_C = 0{,}75. M_u$
103225,6 kg.m

$C_b = \frac{12.5\,|M_{max}|}{2.5\,|M_{max}|+3|M_A|+4|M_B|+3|M_C|} = 1{,}67$

$M_n = C_b \left(M_p - \left(M_p - 0.7 f_y S_x \right) . \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$

= 1965,71 kN.m

$M_{ult} \leq \emptyset M_n$

1376,74 kN.m < 2128,18 kN.m (**memenuhi)**

- Kontrol Elemen untuk Geser

$\frac{h}{t_w}$ = 50,15

$1{,}10 . \sqrt{k_v E / fy}$ = 69,57

Karena $\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10 . \sqrt{k_v E / fy}$ maka Cv = 1

$V_{ult} \leq \emptyset_v . V_n$

49719,01 kg.m ≤ 0,9.0,6 . F_y . A_w . C_v

49719,01 kg.m < 114426 kg.m (**memenuhi)**

- Kontrol Lendutan

$f \leq f_{ijin}$

0,38 ≤ L/240

0,38 < 3,33 (**memenuhi)**

Karena kontrol desain penampang memenuhi, maka profil WF 700x300xx13x24 dapat digunakan.

6.3.2 Perhitungan Kolom

Pada Gedung 4 Universitas Ciputra ini terdapat 3 Kolom *Concrete Filled Tube* (CFT) atau Hollow terisi beton, untuk perhitungannya sebagai berikut :

a. Perencanaan Kolom Hollow 550x550x36 (Lantai 21-24)

Profil awal				**Hollow 550x550x36**			
Profil Modifikasi							
		KC 550	**x 550**	**x 36**			
W	=	611	kg/m	r_x	=	19,12	cm
d	=	550	mm	r_y	=	19,12	cm
b	=	550	mm	S_x	=	14006,1	cm^3
t_w	=	36	mm	S_y	=	14006,1	cm^3

r	=	20,86	mm	Z_x	=	17981,8	cm^3
A	=	726	cm^2	Z_y	=	17981,8	cm^3
I_x	=	385167,7	cm^4	J	=	200505,36	cm^4
I_y	=	385167,7	cm^4	Ac	=	2284,84	cm2

- Klasifikasi penampang

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{300}{2.24} = 6,25$ $\quad \lambda_p = 2,42 . \sqrt{E/fy} = 2,42. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d}{tw} = \frac{700}{13} = 50,15$ $\quad \lambda_p = 3 . \sqrt{E/fy} = 3. \sqrt{2000/250} = 106,35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak.
- Cek Daktail

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{300}{2.24} = 6,25$ $\quad \lambda_p = 1,48 . \sqrt{E/fy} = 1,48. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d}{tw} = \frac{700}{13} = 50,15$ $\quad \lambda_p = 3. \sqrt{E/fy} = 3. \sqrt{2000/250} = 106,35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka kategori penampang tergolong daktail tinggi, maka perhitungan kapasitas sebagai berikut :
- Kapasitas Aksial Tekan

  Untuk penampang kompak

Ø = 0,9 (LRFD)
Pn = Pp
Pn = $F_y.A_s + C_2.f'_c\,(A_c+A_{sr}\,x\,E_s/E_c)$
= 250 Mpa.72600 mm^2+0,85.35.(228484 mm^2+0)
(tanpa tulangan)
= 24947,4 kN
ØPn = 22452,66 kN

- Kapasitas Aksial Tarik

Ø = 0,9 (LRFD)
Pn = $F_y.A_s + F_{ysr}.A_{sr}$
= 250 Mpa.72600 mm^2 + 0 (tanpa tulangan)
= 18150 kN
ØPn = 16335 kN

- Desain komponen struktur untuk kombinasi gaya dan torsi

Untuk komponen struktur simetris ganda
Aksial tekan

$\frac{Pr}{Pc} = 0{,}09$

$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$, maka :

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

0,20 ≤ 1.0 (**Memenuhi)**

Aksial Tarik

$\frac{Pr}{Pc} = 0{,}12$

$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$, maka :

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

0,25 ≤ 1.0 (**Memenuhi)**

b. Perencanaan Kolom Hollow 700x700x36 (Lantai 11-20)

Profil awal				Hollow 700x700x36			
Profil Modifikasi							
		KC 700	**x 700**	**x 36**			
W	=	724	kg/m	r_x	=	20,83	cm
d	=	700	mm	r_y	=	20,83	cm
b	=	700	mm	S_x	=	25063,5	cm^3
t_w	=	36	mm	S_y	=	25063,5	cm^3
r	=	26,99	mm	Z_x	=	32218,4	cm^3
A	=	942	cm^2	Z_y	=	32218,4	cm^3
I_x	=	877224,2	cm^4	J	=	412688,64	cm^4
I_y	=	877224,2	cm^4	Ac	=	3943,84	cm2

- Klasifikasi penampang

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{300}{2.24} = 6,25$ $\quad \lambda_p = 2,42 . \sqrt{E/fy} = 2,42. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d}{tw} = \frac{700}{13} = 50,15$ $\quad \lambda_p = 3 . \sqrt{E/fy} = 3. \sqrt{2000/250} = 106,35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak.

- Cek Daktail

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{300}{2.24} = 6,25$ $\quad \lambda_p = 1,48 . \sqrt{E/fy} = 1,48. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d}{tw}$ $\quad \lambda_p = 3. \sqrt{E/fy}$

$= \frac{700}{13}$ $= 3.\sqrt{2000/250}$

$= 50{,}15$ $= 106{,}35$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka kategori penampang tergolong daktail tinggi, maka perhitungan kapasitas sebagai berikut :

- Kapasitas Aksial Tekan

  Untuk penampang kompak

  Ø = 0,9 (LRFD)

  Pn = Pp

  Pn = $F_y.A_s + C_2.f'_c\,(A_c+A_{sr} \times E_s/E_c)$

  = 250 Mpa.94200 mm^2+0,85.35.(394384 mm^2+0) (tanpa tulangan)

  = 35282,92 kN

  ØPn = 31754,63 kN

- Kapasitas Aksial tarik

  Ø = 0,9 (LRFD)

  Pn = $F_y.A_s + F_{ysr}.A_{sr}$

  = 250 Mpa.94200 mm^2 + 0 (tanpa tulangan)

  = 23550 kN

  ØPn = 21195 kN

- Desain komponen struktur untuk kombinasi gaya dan torsi

  Untuk komponen struktur simetris ganda

  Aksial Tekan

  $\frac{Pr}{Pc} = 0{,}57$

  $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$, maka :

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

  $0{,}13 \leq 1.0$ (**Memenuhi)**

  Aksial Tarik

  $\frac{Pr}{Pc} = 0{,}86$

  $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$, maka :

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

0,12 ≤ 1.0 (**Memenuhi)**

c. Perencanaan Kolom Hollow 700x700x40 (Lantai 1-10)

Profil awal				**Hollow 700x700x40**			
Profil Modifikasi							
		KC 700	**x 700**	**x 40**			
W	=	797	kg/m	r_x	=	24,27	cm
d	=	700	mm	r_y	=	24,27	cm
b	=	700	mm	S_x	=	26660,3	cm^3
t_w	=	40	mm	S_y	=	26660,3	cm^3
r	=	26,81	mm	Z_x	=	34232,7	cm^3
A	=	1039	cm^2	Z_y	=	34232,7	cm^3
I_x	=	933109	cm^4	J	=	458826,67	cm^4
I_y	=	933109	cm^4	Ac	=	3844	cm2

- Klasifikasi penampang

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{300}{2.24} = 6,25$ $\quad \lambda_p = 2,42 . \sqrt{E/fy} = 2,42. \sqrt{2000/250} = 10,75$

  Pelat Badan

  $\lambda = \frac{d}{tw} = \frac{700}{13} = 50,15$ $\quad \lambda_p = 3 . \sqrt{E/fy} = 3. \sqrt{2000/250} = 106,35$

  Karena $\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak.

- Cek Daktail

  Pelat Sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{t_f}$ $\quad \lambda_p = 1,48 . \sqrt{E/fy}$

$= \frac{300}{2.24}$ $= 1{,}48.\sqrt{2000/250}$

$= 6{,}25$ $= 10{,}75$

Pelat Badan

$\lambda = \frac{d}{tw}$ $\lambda_p = 3.\sqrt{E/fy}$

$= \frac{700}{13}$ $= 3.\sqrt{2000/250}$

$= 50{,}15$ $= 106{,}35$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka kategori penampang tergolong daktail tinggi, maka perhitungan kapasitas sebagai berikut :

- Kapasitas Aksial Tekan

  Untuk penampang kompak

  Ø = 0,9 (LRFD)

  Pn = Pp

  Pn = $F_y.A_s + C_2.f'_c\,(A_c + A_{sr} \times E_s/E_c)$

  = 250 Mpa.103900 mm^2+0,85.35.(384400 mm^2+0) (tanpa tulangan)

  = 37410,9 kN

  ØPn = 33669,8 kN

- Kapasitas Aksial tarik

  Ø = 0,9 (LRFD)

  Pn = $F_y.A_s + F_{ysr}.A_{sr}$

  = 250 Mpa.103900 mm^2 + 0 (tanpa tulangan)

  = 25975 kN

  ØPn = 23377,5 kN

- Desain komponen struktur untuk kombinasi gaya dan torsi

  Untuk komponen struktur simetris ganda

  Aksial Tekan

  $\frac{Pr}{Pc} = 0{,}57$

  $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$, maka :

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

  $0{,}8 \leq 1.0$ (**Memenuhi)**

Aksial Tarik

$\frac{Pr}{Pc}$ = 0,83

$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$, maka :

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

0,19 ≤ 1.0 (**Memenuhi)**

5.3.3 Perhitungan Sambungan Balok Anak – Balok Induk

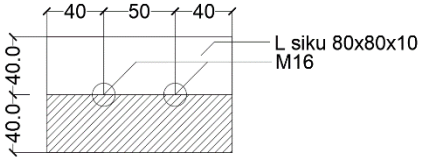
Data – data untuk perhitungan sambungan geser antara balok anak – balok induk sebagai berikut :

Vn (kN)	97,09
D baut (mm)	M16
As baut (cm^2)	201,0619
Fnv (Mpa)	469
Fnv (Mpa)	410
Jumlah Baut	2
Ølubang	18 mm
Tebal siku	10 mm

- Kuat geser baut berdasarkan Pasal J3 SNI 1729-2020
  Dipakai 2 buah baut
  Ø = 0,75 (LRFD)
  ØRn = Ø. F_{nv}. A_b. n
  = 0,75 . 414 Mpa . 201,06 cm^2 . 2
  = 169,74 kN
- Kuat jarak baut berdasarkan Tabel J3.4 SNI 1729-2020
  Untuk jarak tepi minimum (S1)
  Diameter 16 mm → 22 mm
  S1 = 40 mm
  Untuk spasi antar baut (S2) → s > 3d atau s< 12t
  S2 = 50 mm
  n = $\frac{Vn}{\text{ØRn}}$

= 1,291 ≈ 2 buah baut

- Kontrol kekakuan siku penyambung



Gambar 5. 22 Konfigurasi sambungan geser 2 baut

Luas Bidang geser

Ag = Lsiku x tsiku
= 130 mm x 10 mm
= 1300 mm^2

Anv = Lnv x tsiku
= (50 mm + 2.40 mm-2.18 mm) x 10 mm
= 94 mm x 10 mm
= 940 mm^2

Berdasarkan Persamaan D2 (SNI 1729-2020) tentang kekuatan tarik :

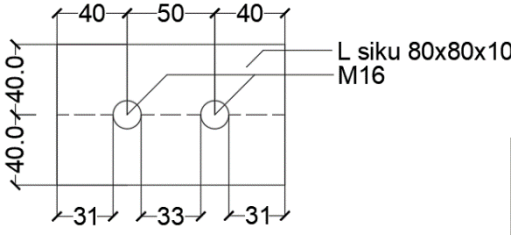
Untuk kuat leleh tarik pada penampang bruto

Ø = 0,9 (LRFD)
ØPn = Ø . A_g . F_y
= 292,5 kN (**Menentukan)**

Untuk kuat putus tarik pada penampang bruto

Ø = 0,9 (LRFD)
ØPn = Ø . A_n . F_u
= 442,8 kN
Vn < ØPn
97,09 kN< 292,5 kN (**OK)**

- Kontrol Kuat Tumpu



Gambar 5. 23 Jarak antar baut

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J3.10

lc = 40 – 0,5(16+2)
= 31 mm

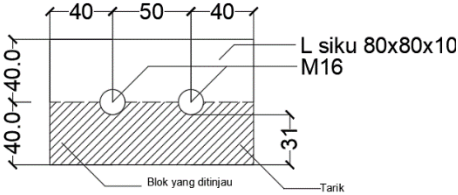
ØRna = $1.\mathbf{2}\boldsymbol{l_c t f_u} \leq \mathbf{2}.\mathbf{4}\boldsymbol{d t f_u}$
= 152,52 kN ≤ 157,44 kN

ØRnb = $1.\mathbf{2}\boldsymbol{l_c t f_u} \leq \mathbf{2}.\mathbf{4}\boldsymbol{d t f_u}$
= 162,36 kN ≤ 157,44 kN

ØRn = 0,75 x (ØRna + ØRnb)
= 236,16 kN

- Kontrol Kuat Geser Balok

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J4.3



Gambar 5. 24 Letak kuat geser balok yang ditinjau

Ant = (S1 – Dlubang/2) x tp
= 310 mm2

ØRna = $0{,}6\boldsymbol{f_u} Anv + Ubs\,.\,\boldsymbol{f_u}.Ant$
= 358,34 kN **(Menentukan)**

ØRnb = $0{,}6\boldsymbol{f_y}.Agv + Ubs\,.\,\boldsymbol{f_u}.Ant$
= 322,1 kN

ØRn = 0,75 x (358,34 kN)

= 268,76 kN

Kontrol :

Vn < ØRn

97,09 kN< 268,76 kN (**OK)**

5.3.4 Perhitungan Sambungan Balok Tangga – Balok Penumpu Tangga

Data – data untuk perhitungan sambungan geser antara balok tangga – balok penumpu tangga sebagai berikut :

Vn (kN)	29,37
D baut (mm)	M16
As baut (cm^2)	201,0619
Fnv (Mpa)	469
Fnv (Mpa)	410
Jumlah Baut	2
Ølubang	18 mm
Tebal siku	10 mm

- Kuat geser baut berdasarkan Pasal J3 SNI 1729-2020

  Dipakai 2 buah baut

  Ø = 0,75 (LRFD)

  ØRn = Ø. F_{nv}. A_b. n

  = 0,75 . 414 Mpa . 201,06 cm^2 . 2

  = 169,74 kN

- Kuat jarak baut berdasarkan Tabel J3.4 SNI 1729-2020

  Untuk jarak tepi minimum (S1)

  Diameter 16 mm → 22 mm

  S1 = 40 mm

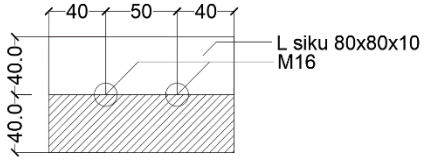
  Untuk spasi antar baut (S2) → s > 3d atau s< 12t

  S2 = 50 mm

  n = $\frac{Vn}{\text{ØRn}}$

  = 1,291 ≈ 2 buah baut

- Kontrol kekakuan siku penyambung



Gambar 5. 25 Konfigurasi sambungan geser 2 baut

Luas Bidang geser

Ag = Lsiku x tsiku
= 130 mm x 10 mm
= 1300 mm^2

Anv = Lnv x tsiku
= (50 mm + 2.40 mm-2.18 mm) x 10 mm
= 94 mm x 10 mm
= 940 mm^2

Berdasarkan Persamaan D2 (SNI 1729-2020) tentang kekuatan tarik :

Untuk kuat leleh tarik pada penampang bruto

Ø = 0,9 (LRFD)

ØPn = Ø . A_g . F_y
= 292,5 kN (**Menentukan)**

Untuk kuat putus tarik pada penampang bruto

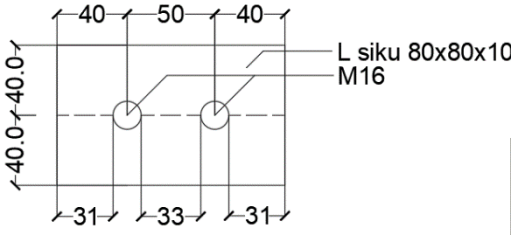
Ø = 0,9 (LRFD)

ØPn = Ø . A_n . F_u
= 442,8 kN

Vn < ØPn

29,37 kN< 292,5 kN (**OK)**

- Kontrol Kuat Tumpu



Gambar 5. 26 Jarak antar baut

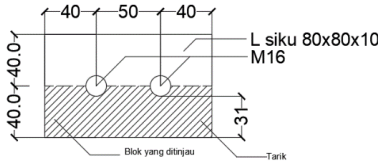
Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J3.10

lc = 40 – 0,5(16+2)
= 31 mm

ØRna = 1. $\boldsymbol{2l_c tf_u \leq 2.4dtf_u}$
= 152,52 kN ≤ 157,44 kN

ØRnb = $1.\mathbf{2}l_c t f_u \leq \mathbf{2}.\mathbf{4}dtf_u$
= 162,36 kN ≤ 157,44 kN
ØRn = 0,75 x (ØRna + ØRnb)
= 236,16 kN

- Kontrol Kuat Geser Balok
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J4.3
  Ant = (S1 – Dlubang/2) x tp



Gambar 5. 27 Letak kuat geser balok yang ditinjau

= 310 mm2
ØRna =$0{,}6\boldsymbol{f_u}Anv + Ubs\,.\boldsymbol{f_u}.Ant$
= 358,34 kN (**Menentukan)**
ØRnb = $0{,}6\boldsymbol{f_y}.Agv + Ubs\,.\boldsymbol{f_u}.Ant$
= 322,1 kN
ØRn = 0,75 x (358,34 kN)
= 268,76 kN
Kontrol :
Vn < ØRn
29,37 kN< 268,76 kN (**OK)**

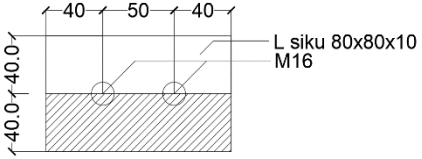
5.3.5 Perhitungan Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom

Data – data untuk perhitungan sambungan geser antara balok penumpu tangga – kolom sebagai berikut :

Vn (kN)	55,17
D baut (mm)	M16
As baut (cm^2)	201,0619
Fnv (Mpa)	469
Fnv (Mpa)	410

Jumlah Baut	2
Ølubang	18 mm
Tebal siku	10 mm

- Kuat geser baut berdasarkan Pasal J3 SNI 1729-2020
  Dipakai 2 buah baut
  Ø = 0,75 (LRFD)
  ØRn = Ø. F_{nv}. A_b. n
  = 0,75 . 414 Mpa . 201,06 cm^2 . 2
  = 169,74 kN
- Kuat jarak baut berdasarkan Tabel J3.4 SNI 1729-2020
  Untuk jarak tepi minimum (S1)
  Diameter 16 mm → 22 mm
  S1 = 40 mm
  Untuk spasi antar baut (S2) → s > 3d atau s< 12t
  S2 = 50 mm
  n = $\frac{Vn}{\text{ØRn}}$
  = 1,291 ≈ 2 buah baut
- Kontrol kekakuan siku penyambung



Gambar 5. 28 Konfigurasi sambungan geser 2 baut

Luas Bidang geser
Ag = Lsiku x tsiku
= 130 mm x 10 mm
= 1300 mm^2
Anv = Lnv x tsiku
= (50 mm + 2.40 mm-2.18 mm) x 10 mm
= 94 mm x 10 mm
= 940 mm^2

Berdasarkan Persamaan D2 (SNI 1729-2020) tentang kekuatan tarik :

Untuk kuat leleh tarik pada penampang bruto

Ø = 0,9 (LRFD)

ØPn = Ø . A_g . F_y

= 292,5 kN (**Menentukan)**

Untuk kuat putus tarik pada penampang bruto

Ø = 0,9 (LRFD)

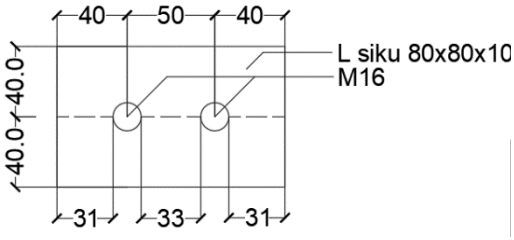
ØPn = Ø . A_n . F_u

= 442,8 kN

Vn < ØPn

55,17 kN< 292,5 kN (**OK)**

- Kontrol Kuat Tumpu



Gambar 5. 29 Jarak antar baut

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J3.10

lc = 40 – 0,5(16+2)

= 31 mm

ØRna = 1. $\boldsymbol{2l_c tf_u \leq 2.4dtf_u}$

= 152,52 kN ≤ 157,44 kN

ØRnb = 1. $\boldsymbol{2l_c tf_u \leq 2.4dtf_u}$

= 162,36 kN ≤ 157,44 kN

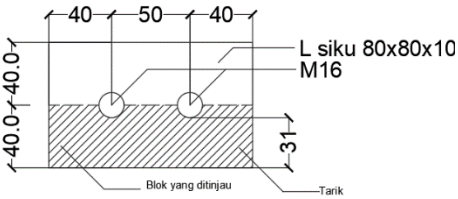
ØRn = 0,75 x (ØRna + ØRnb)

= 236,16 kN

- Kontrol Kuat Geser Balok

Berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal J4.3

Gambar 5. 30 Letak kuat geser balok yang ditinjau



Ant = (S1 – Dlubang/2) x tp
= 310 mm^2

ØRna =0,6$f_u Anv + Ubs \cdot f_u \cdot Ant$
= 358,34 kN **(Menentukan)**

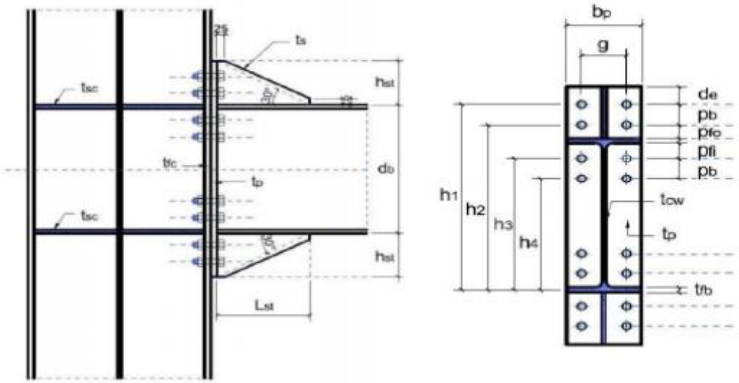
ØRnb = 0,6$f_y \cdot Agv + Ubs \cdot f_u \cdot Ant$
= 322,1 kN

ØRn = 0,75 x (358,34 kN)
= 268,76 kN

Kontrol :
Vn < ØRn
55,17 kN< 268,76 kN **(OK)**

5.3.6 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Kolom

Data – data untuk perhitungan sambungan momen antara



Gambar 5. 31 Konfigurasi *Extended End-Plate* delapan baut + pengaku

balok induk – kolom sebagai berikut :

Tabel 5. 22 Data untuk *extended end plate*

$\mathbf{h_1}$	718	mm
$\mathbf{h_2}$	648	mm
$\mathbf{h_3}$	528	mm
$\mathbf{h_4}$	458	mm
$\mathbf{L_{st}}$	329,09	mm
$\mathbf{h_{st}}$	190	mm
g	130	mm
$\mathbf{p_{fi}}$	60	mm
$\mathbf{p_{fo}}$	60	mm
$\mathbf{p_b}$	70	mm
$\mathbf{d_e}$	60	mm
$\mathbf{b_p}$	300	mm
s	98,74	Mm

- Perhitungan momen di muka kolom

  Mpr = 1,1. Ry. Ø. Zx. Fy
  = 1701,235 kN.m
  Vu = 237,37 kN (Output Hasil dari ETABS)
  Lp = Lst + tp
  = 364,1 mm
  ØMuc = Mpr +(Lp.Vu)
  = 1938,96 kN.m

- Perhitungan dimensi baut

  db $= \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi \emptyset F_t (h1+h2+h3+h4)}}$
  $=$ 35,0456 ≈ M36
  P_{1baut} = f_{nt}.Ab
  = 793943,295 N
  Mn = 2Pt (h1+h2+h3+h4)
  = 2727,989 kN.m > ØMuc (**memenuhi)**

- Kapasitas *end-plate*

  Perhitungan parameter kuat batas pelat berdasarkan pola garis leleh, Yp (SNI 7972-2020 Tabel 6.4)

Xo $= \frac{2}{g}\left[h_1\left(d_e + \frac{3p_b}{4}\right) + h_2\left(d_e + \frac{p_b}{4}\right) + h_3\left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4}\right) + h_4\left(s + \frac{p_b}{4}\right)\right] + g$

= 90117,9

Yp $= \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{2d_e}\right) + h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right) + h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) + h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right] + Xo$

= 91039,68

- Perhitungan tebal pelat

  tp $= \sqrt{\frac{1{,}11.Ø.Mnp}{Ø.Fy.Yp}}$ = 35 mm

  Perhitungan momen dimuka kolom

  Mpr = 1,1. Ry. Ø. Zx. Fy

  = 1599,68 kN.m

  ØMuc = Lp +(Mpe.Vu)

  = 2463,91 kN.m

- Gaya sayap balok terfaktor

  Ffu $= \frac{M_f}{d - t_{bf}}$

  = 2855,62 Kn

- Periksa pelelehan geser bagian yang diperpanjang bagian pelat ujung

  Ffu/2 < Ø. Rn

  Ffu/2 < Ø. 0,6 Fyp.bp.tp

  1427,86 < 2126,25 (**memenuhi)**

- Periksa keruntuhan geser bagian yang diperpanjang bagian pelat ujung

  Ffu/2 < Ø. Rn

  Ffu/2 < Ø. 0,6 Fup. An

  Ffu/2 < Ø. 0,6 Fup. (bp – 2(db + 1/8)

  1427,86 < 1446,48 (**memenuhi)**

- Perhitungan tebal *stiffener*

  tp $= 1{,}79\ hst\sqrt{\frac{Fys}{E}}$

  = 12,02 mm ≈ 13 mm

- Kontrol kuat geser baut

  Vu < Ø. Rn

  Vu < Ø. (n_b). Fv. Ab

  237,37 kN < 0,75 . 8 *bolts*. 579.1017,88

  237,37 kN < 3536,1 kN (**memenuhi)**

- Kontrol kuat tumpu baut

  Vu < Ø. Rn

  Vu < (n_i). ØRn + (n_o). ØRn

  237,37 kN < 2204160 N + 4959360 N

  237,37 kN < 5372,64 kN (**memenuhi)**

- Kontrol pada sisi kolom

  leleh, Yp (SNI 7972-2020 Tabel 6.4)

  $Xo = \frac{2}{g}\left[h_1\left(p_b + \frac{3p_b}{4}\right) + h_2\left(d_e + \frac{p_b}{4}\right) + h_3\left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4}\right) + h_4\left(s + \frac{p_b}{4}\right)\right] + g$

  = 90117,9

  $Y = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{2d_e}\right) + h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right) + h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) + h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right] + Xo$

  = 91039,68

- Perhitungan tebal pelat

  $tp = \sqrt{\frac{1{,}11.Ø.Mnp}{Ø.Fyc.Yc}}$

  = 11,506 mm

  ØMcf = $Ø\, f_{yc} {t_c}^2 Y_c$

  = 51462,19 kN.m > Muc (**memenuhi)**

- Sambungan las balok dengan pelat sambung

  Desain sambungan pelat ke kolom

  a = 10 mm

  te = 0,707.a

  = 7,07 mm ≈ 8 mm

  Mutu kawat las E60xx

  Fexx = 430 Mpa

  Fnw = 0,6.Fexx

  = 258 Mpa

  Kekuatan las berdasar leleh Tarik

ØRn = 0,75 Fnw.te.2
= 0,75. 258. 8. 2
= 3,096 kN.mm
Llas = Pu/ ØRn
= 76,67 mm

5.3.7 Perhitungan Sambungan Kolom – Kolom

Menurut SNI 7860-2020 Pasal F3.6d, splasi kolom harus didesain mengembangkan paling sedikit 50% dari momen lentur plastis,Mp, dari komponen struktur yang disambung. Data – data untuk perhitungan sambungan splais antara kolom – kolom sebagai berikut:

K. geser baut Fnv (Mpa)	469
Fu (Mpa)	410
Fy (Mpa)	290
hc	3.31
B	650 mm
H	900 mm

- Kuat geser perlu
  Hc = 4000 mm (tinggi kolom)
  Kolom CFT 700x700x40
  Mp = Fy.Zx
  = 8558,18 kN
  Kolom CFT 700x700x36
  Mp = Fy.Zx
  = 8054,6 kN
  Vn = ∑Mp/ hc
  = 5018,97 kN
- Merencanakan tebal pelat sambung
  Kondisi leleh tarik
  tp = Vn/(Ø.Ag.Fy)
  = 29,58 mm
  Kondisi putus
  tp = Vn/(Ø.Fu.u.0,85.Ag)
  = 24,62
  Maka tpakai ≈ 30 mm

- Merencanakan Baut Angkur

Tebal Pelat (t)	35	mm
ϕ baut A449(mm)	M22	
Fu	724	Mpa
Fy	558	Mpa
nt	0.35	ulir/mm
heff	700	mm
ca1	300	mm
Abrg	1.12	mm2
S2	80	mm
S1	150	mm

Kuat tarik baut

Ase,N = $\frac{\pi}{4}(d - 0.9743/n)^2$

= 291,05 mm^2

ØNsa = Ase,N . Fy

= 433,31 kN

Jika terdapat 12 buah angkur

ØNsa = 433,31 kN.12

= 5018,97 k N

- Kuat jebol beton terhadap Tarik

Anc = $\left(2 \times 1.5h_{ef} + s_2\right) \times \left(c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}\right)$

= 3911700 mm^2

Anco = $9h_{ef}^2$

= 4410000 mm^2

ψecn	**1**	**(Beton retak)**
ψc,N	1	(Gaya tarik dipusat angkur)
ψcp,N	1	(Beton cor ditempat)

Ψed,N = $0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$

= 0,74

$\lambda_a = 1.0$ (beton normal angkur cor ditempat)

Nb = $10\lambda_a\sqrt{f_c'}{h_{ef}}^{5/3}$

= 14300,82 kN

ØNcbg $= \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot \Psi_{cp,N} \cdot N_b$
= 7067,32 kN

- Kuat cabut beton terhadap tarik
  ØNpn $= 0.9 \times f_c' \times e_h \times d_a$
  = 6299,85 kN
- Kuat ambrol muka tepi beton terhadap tarik
  Posisi baut angkur dipinggir $h_{ef} = 700\ mm < 2.5C_{a1} = 375\ mm$ maka pengaruh ambrol muka tepi beton perlu dievaluasi.
- Kuat baut angkur terhadap geser
  Ase,V = Ase,N
  Ø = 0,65 (untuk baja daktail terhadap geser)
  ØVsa $= 0{,}65 \times 0.6 \times A_{se,V} \times f_{uta}$
  = 4380,25 k N
- Kuat rompal beton terhadap geser
  Kcp = 2 (untuk Heff>500mm)
  Vcp $= k_{cp} \times N_{cp}$
  = 20021,15 kN
- Kuat jebol (*breakout*) beton terhadap geser

ΨedV	**1**	
ψcec,V	1	(Beton belum retak)
ψeh,V	1	(tidak dibatasi ketebalan beton)

Avc $= (2 \times 1.5c_{a1.1} + s_2)1.5c_{a1.1}$
= 195750 mm^2
Avco $= 4.5c_{a1}^2$
= 101250 mm^2
Vb $= 0.6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f_c'}{C_{a1}}^{1.5}$
= 4601,71 kN
ØVcp $= \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \times \Psi_{ec,V} \times \Psi_{ed,V} \times \Psi_{c,V} \times \Psi_{h,V} \times V_b$
= 6672,48 kN

- Rangkuman kuat batas angkur

Kondisi Batas	Kapasitas (Kn)	Gaya Terfaktor(Kn)	Rasio
Kuat Tarik Baut	5018.97	5018.97	1
Kuat jebol beton terhadap tarik	7067.32	5018.97	0.71
Kuat Cabut Beton Terhadap Tarik	6299.85	5018.97	0.80
Kontrol Baut AngkurTerhadap Geser	4380.25	5018.97	1.15
Kontrol Jebol Beton Terhadap Geser	20021.15	5018.97	0.25
Kuat Jebol Breakout Terhdap Geser	6672.48	5018.97	0.75

5.3.8 Perhitungan Kapasitas Bracing

Fluid Viscous Damper (FVD) mempunyai panjang ±1 m dan dipasang secara diagonal antar kolom dengan balok, oleh karena itu dibutuhkan *bracing* untuk pemasangannya. *Bracing* yang digunakan menggunakan Profil *Hollow Structural Section* (HSS), desain profil juga harus direncanakan supaya mampu menahan gaya aksial tekan maupun Tarik, maka harus diperhitungkan sesuai ketentuan di dalam SNI 1729-2020. Berikut data untuk merencanakan breising :

- Diameter(Ø) = 300 mm
- Tebal (t) = 13 mm
- Luas penampang (Ag) = 117,2 cm^2
- Mutu baja = BJ50
- Tegangan leleh (fy) = 500 Mpa
- Tegangan putus (fu) = 290 Mpa
- Modulus elastisitas (E) = 200000 Mpa
- Modulus penampang (S) = 806,2 cm^3
- Panjang (L) = 6000 mm
- Kuat Tarik baut (Fnt) = 620 Mpa

- Kuat geser baut (Fnv) = 469 Mpa
- Radius of gyration (r) = 585,4 mm
- Section Modulus (Z) = 10,157 cm^3

Dari hasil output Etabs diperoleh gaya dalam terbesar yang bekerja pada *fluid viscous damper* akibat kombinasi *Envelope* yaitu :

Gaya aksial tekan maksimum = 2978,87 kN
Gaya aksial tarik maksimum = 3019,69 kN

- Cek kelangsingan batang
  Faktor panjang tekuk, k = 1,0 (sendi-sendi)
  $\frac{KL}{r} \leq 300$
  $70{,}26 \leq 300$ (**Memenuhi)**
- Kekuatan nominal tarik terfaktor batang
  φNn=φ×fy×Ag
  φNn=3058,92 kN
  $\emptyset N_n \geq N_u \rightarrow 3058{,}92\ kN > 3019{,}69\ kN$ **(Memenuhi)**
- Perhitungan kapasitas tekan penampang
  $\lambda = \frac{D}{t} = \frac{350}{16} = 21.875$
  $\lambda_r = 0.11\frac{E}{f_y} = 0.11 \times \frac{200000}{250} = 75{,}86$
  $\lambda_r > \lambda$
  Berdasarkan SNI 1729-2020 pasal B4.1, jika nilai $\lambda_r > \lambda$ maka penampang yang dipakai termasuk elemen non-langsing. Sehingga untuk perhitungan tekan nominal mengikuti SNI 1729-2020 pasal E3 (tekuk lentur dari komponen struktur tanpa elemen langsing).
  a. Cek kelangsingan batang
     Faktor panjang tekuk, k = 1.0 (sendi-sendi)
     Lk = k . L = 1.0 . 6000 mm = 6000 mm
     $\lambda = \frac{KL}{r} = 41.45 < 200$ (**Memenuhi**)
  b. Kekuatan nominal tekan terfaktor batang
     $4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{200000}{300}} = 121.612$

Karena nilai $\frac{KL}{r} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka untuk nilai f_{cr} dipakai:

$$f_{cr} = \left[0.658^{\frac{f_y}{f_e}}\right] f_y$$

Dimana nilai $f_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{(41.45)^2} = 1148.61\ MPa$

Sehingga:

$$f_{cr} = \left[0.658^{\frac{300}{1148.61}}\right] \cdot 300 = 268.93\ MPa$$

$P_n = f_{cr} \times A_g = 268.93 \times 16790 = 4515390$ N

$\emptyset P_n = 0.9 \times 4515390 = 4063850$ N

Maka untuk kuat tekan nominal batang, diambil nilai yang paling kecil, sehingga didapatkan:

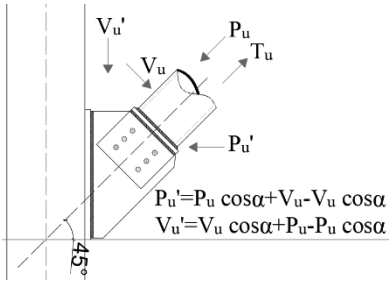
$\emptyset P_n = 4063.85\ kN$

$P_u = 3464.86\ kN$

$\emptyset P_n \geq P_u \rightarrow 4063.85\ kN > 3464.86\ kN$ **(Memenuhi)**

5.3.9 Perhitungan Sambungan *HSS Circle* ke Kolom

- Tebal pelat sambung (tp) = 25 mm
- Tegangan leleh (fy) = 290 Mpa
- Tegangan putus (fu) = 500 Mpa
- Material baut = A325
- Kuat tarik baut (fnt) = 620 Mpa
- Kuat geser baut (fnv) = 469 Mpa
- Tegangan tarik las (F_{EXX}) = 490 Mpa
- Luas penampang (Ag) = 129 cm^2



Gambar 5. 32 Skema Gaya Dalam pada Sambungan

- Analisa gaya dalam pada sambungan
  Gaya tekan maksimum pelat landasan P_u'

$P_u' = P_u \cos\alpha + V_u - V_u \sin\alpha$
$P_u' = 1732.43 \times \cos 45° + 1.43 - 1.43 \times \sin 45°$
$P_u' = 1225.43\ kN$
Gaya tarik maksimum pelat landasan T_u'
$N_u' = N_u \cos\alpha$
$N_u' = 936.65 \times \cos 45°$
$N_u' = 662.2\ kN$
Gaya geser maksimum pelat landasan V_u'
$V_u' = V_u' \cos\alpha + P_u - P_u \sin\alpha$
$V_u' = 1.43 \times \cos\alpha + 2115.71 - 2115.71 \times \sin\alpha$
$V_u' = 592.45\ kN$

- Kuat las kepala pelat ke HSS
  Berdasarkan SNI1729-2020 Pers J2.3 Kekuatan las nominal ditentukan sebagai berikut:
  $R_n = f_w \times A_w$
  Karena gaya tidak berada dalam bidang pengelompokan, Persamaan J2-5 dari Spesifikasi AISC 360-16 tidak berlaku.
  $f_w = 0.70 f_{EXX} = 0.70 \times 490\ MPa = 343\ MPa$
  Oleh karena itu, gunakan panjang las yang efektif sepanjang keliling PSB, jika tebal las $w = 10\ mm$
  $l = \pi D = \pi \times 350 = 1099.55\ mm$
  $A_w = l\dfrac{w}{\sqrt{2}} = 1099.5 \times \dfrac{10}{\sqrt{2}} = 7774.99\ mm^2$
  $R_n = 343 \times 7774.99 = 2666822.47\ N = 2666.82\ kN$
  $\emptyset R_n = 0.8 \times 2666.82 = 2133.46\ kN$
- Kuat las pelat sambung ke kepala pelat
  Berdasarkan SNI1729-2020 Pers. J2.3, Kekuatan las nominal ditentukan sebagai berikut:
  $R_n = f_w \times A_w$
  $f_w = 0.60 f_{EXX} = 0.70 \times 490\ MPa = 343\ MPa$
  Di sini panjang las yang efektif, l, sama dengan panjang kepala pelat, di kedua sisi batang. Karenanya:
  $l = 2 \times 400 = 800\ mm$
  $A_w = l\dfrac{w}{\sqrt{2}} = 800 \times \dfrac{15}{\sqrt{2}} = 8485.28\ mm^2$
  $R_n = 343 \times 8485.28 = 2910451.51\ N = 2910.45\ kN$

$\emptyset R_n = 0.8 \times 2910.45 = 2328.36\ kN$

- Kuat geser leleh kepala pelat
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.3 kekuatan geser leleh nominal ditentukan sebagai berikut:
  $R_n = 0.6 \times f_y \times A_g$
  Dimana:
  $f_y = f_{yp} = 240\ MPa$
  Perhatikan bahwa luas geser total adalah dua kali panjang kepala pelat dikali ketebalan kepala pelat. Setengah dari beban dilawan pada setiap bidang geser yang berdekatan dengan las. Total area geser adalah:
  $A_g = 2 \times L \times t_p = 2 \times 400 \times 25 = 20000\ mm^2$
  Maka
  $R_n = 0.6 \times 240 \times 20000 = 2880000\ N = 2880\ kN$
  $\emptyset R_n = 2880\ kN$
- Kuat geser fraktur kepala pelat
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.4
  $R_n = 0.6 \times f_u \times A_{nv}$
  Dimana:
  $f_u = f_{up} = 400\ MPa$
  $A_{nv} = A_g = 20000\ mm^2$
  Maka
  $R_n = 0.6 \times 400 \times 20000 = 4800000\ N = 4800\ kN$
- Kuat geser baut
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers J4.3 dan juga dari AISC *Manual* table 7-1, kuat geser baut sebagai berikut :
  $r_n = 372\ kN/baut$
  $R_n = 6 \times 372 = 2232\ kN$
- Kuat tumpu baut
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers, J3.1
  $R_n = 1.2 L_c t f_u \leq 2.4 d t f_u$
  Dimana
  $t = t_s = 20\ mm$
  $f_u = f_{up} = 400\ MPa$
  Untuk baut terakhir

$L_c = 60 - \frac{30}{2} = 45\ mm$

Maka untuk sisi kiri dari persamaan J3-6a adalah:

$1.2L_c t f_u = 1.2 \times 45 \times 20 \times 400 = 432000\ N$

Sedangkan untuk sisi kanan dari persamaan J3-6a adalah:

$2.4dtf_u = 2.4 \times 24 \times 20 \times 400 = 460800\ N$

$432000\ N < 460800N$

Maka pakai $R_n = 460.8\ kN$

Dengan AISC 360-16 pasal J3.10 untuk baut luar dan AISC *Manual* tabel 7-5 untuk baut dalam, kuat tumpu yang tersedia ditentukan sebagai berikut:

Untuk baut luar:

$\emptyset R_n = 0.75 \times 460.8 = 345.6\ kN$

Untuk baut dalam:

$\emptyset r_n = 17.7\ kN/mm$

$\emptyset R_n = 20 \times 17.7 = 353.88\ kN$

Maka untuk 6 baut, kuat tumpu sebagai berikut:

$\emptyset R_n = 2 \times (345.6\ kN) + 4 \times (353.8\ kN) = 2106.4\ kN$

- Kuat Tarik leleh pelat sambung

  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.1a

  $\emptyset R_n = f_y \times A_g$

  Dimana:

  $f_y = f_{yp} = 240\ MPa$

  $A_g = W \times t_s = 400 \times 20 = 8000\ mm^2$

  Dimana:

  $\emptyset R_n = 240 \times 8000 = 1920000\ N = 1920\ kN$

  $\emptyset R_n = 0.9 \times 1920 = 1728\ kN$

- Kuat Tarik fraktur pelat sambung

  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.1b

  $\emptyset R_n = f_u \times A_e$

  Dimana:

  $f_u = f_{up} = 400\ MPa$

  $A_e = A_n \times U$

  Dimana:

  $U = 1.0$ Dari AISC *Specification* tabel D3.1,

  $A_n = A_g - 2(d_h)t_s \leq 0.85A_g$

$A_n = 8000 - 2(27) \times 20 \leq 0.85 \times 8000$
$A_n = 8000 - 1080 \leq 6800$
Maka area efektif adalah
$A_n = 6800\ mm^2$
$\emptyset R_n = 400 \times 6800 = 2720000\ N = 2720\ kN$
$\emptyset R_n = 0.9 \times 2720 = 2448\ kN$

- Keruntuhan geser balok pelat penyambung
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.3
  $R_n = 0.6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot < 0.6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt}$
  Dimana:
  $A_{gv} = 3L_{gv}t_s$
  $L_{gv} = 80\ mm$
  $A_{gv} = 3 \times 80 \times 20 = 4800\ mm^2$
  $A_{nv} = A_{gv} - 2.5d_h t_s$
  $A_{nv} = 4800 - 2 \times 2.5 \times (27 + 2) \times 20 = 2000\ mm^2$
  $A_{nt} = \left(L_{gt} \times t_s\right) - (d_h \times t_s)$
  $A_{nt} = (200 \times 20) - (27 \times 20) = 3460\ mm^2$
  $U_{bs} = 1.0$ (jika gaya tarik merata)
  Maka:
  $0.6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt}$
  $0.6 \cdot 400 \cdot 2000 + 1 \cdot 400 \cdot 3460 = 1864000\ N = 1864\ kN$
  $0.6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt}$
  $0.6 \cdot 240 \cdot 4800 + 1 \cdot 400 \cdot 3460 = 2536000\ N = 2536\ kN$
  Karena $1864\ kN < 2536\ kN$, maka dipakai $R_n = 1864\ kN$
  $\emptyset R_n = 0.75 \times 1864 = 1398\ kN$
  Oleh karena itu kekuatan tegangan tarik yang tersedia dikontrol oleh kekuatan las yang tersedia yang menghubungkan pelat penyambung ke kepala pelat.
  $\emptyset R_n = 1398\ kN$
- Kuat Tarik leleh pelat buhul
  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers.J4.1a
  $\emptyset R_n = f_y \times A_g$
  Dimana:
  $f_y = f_{yp} = 240\ MPa$
  $A_g = W \times t_s = 810 \times 20 = 16200\ mm^2$

Dimana:

$\emptyset R_n = 240 \times 16200 = 3888000\ N = 3888\ kN$

$\emptyset R_n = 0.9 \times 3888 = 3499.2\ kN$

- Kuat Tarik fraktur pelat buhul

  Berdasarkan SNI 1729-2020 Pers. J4.1b

  $\emptyset R_n = f_u \times A_e$

  Dimana:

  $f_u = f_{up} = 400\ MPa$

  $A_e = A_n \times U$

  Dimana:

  $U = 1.0$ Dari AISC *Specification* tabel D3.1,

  $A_n = A_g - 2(d_h)t_s \leq 0.85A_g$

  $A_n = 16200 - 2(27) \times 20 \leq 0.85 \times 16200$

  $A_n = 16200 - 1080 \leq 13770$

  Maka area efektif adalah

  $A_n = 15120\ mm^2$

  $\emptyset R_n = 400 \times 15120 = 6048000\ N = 6048\ kN$

  $\emptyset R_n = 0.9 \times 6048 = 5443.2\ kN$

- Kuat las pelat buhul ke pelat landas

  $R_n = f_w \times A_w$

  $f_w = 0.70 f_{EXX} = 0.70 \times 490\ MPa = 343\ MPa$

  Di sini panjang las yang efektif, l, sama dengan panjang pelat buhul, di kedua sisi batang. Karenanya:

  $w = 15\ mm$

  $l = 800\ mm$

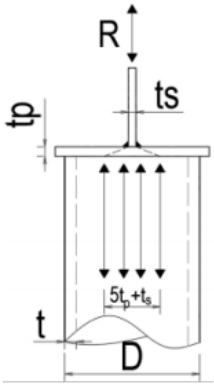
  $A_w = l\frac{w}{\sqrt{2}} = 1600 \times \frac{15}{\sqrt{2}} = 16970.56\ mm^2$

  $R_n = 343 \times 16970.56 = 5820903.02\ N = 5820.9\ kN$

  $\emptyset R_n = 0.8 \times 5820.9 = 4656.72\ kN$

- Keadaan batas leleh local dari beban aksial HSS

  Berdasarkan SNI 1729-2020 Tabel K1.1



Gambar 5. 33 Penyebaran Beban dari Gaya Terpusat melalui Kepala Pelat

$R_n = 2 \times f_y \times t(5t_p + t_s) \leq f_y \times A_g$
$R_n = 2 \times 300 \times 16(5 \times 25 + 20) \leq 300 \times 16790$
$R_n = 2 \times 300 \times 16(5 \times 25 + 20) \leq 300 \times 16790$
$R_n = 1392000\ N \leq 5037000\ N$ **(OK)**
Maka:
$\emptyset R_n = 1.0 \times 1392 = 1392\ kN$

- Sambungan Breising dengan pelat landasan (*Base plate*)
  Direncanakan ukuran pelat landasan adalah 830×300.
  Perhitungan kuat tumpu beton sebagai berikut:
  $f_{p(max)} = \emptyset \times 0.85 \times f_c' = 0.65 \times 0.85 \times 45 = 24.8625\ MPa$
  $f_p = \frac{P_u'}{BN} = \frac{1496740}{860 \times 300} = 5.8\ MPa < 24.8625\ MPa$ **(Memenuhi)**
- Kuat perlu landasan
  Kuat perlu pelat landasan ditentukan sebagai berikut.
  $M_{pl} = 0.5 \times f_p \times m^2$
  Dimana m ditentukan sebagai berikut:
  $m = \frac{N - 0.9d}{2} = \frac{860 - 0.9 \times 810}{2} = 65.5\ mm$
  Maka:

$$M_{pl} = 0.5 \times 5.8 \times 65.5^2 = 12444.55\ N.mm/mm$$

Untuk kondisi batas leleh maka tebal minimum yang diperlukan untuk pelat landasan adalah:

$$t_{bp} \geq \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\emptyset f_y}}$$

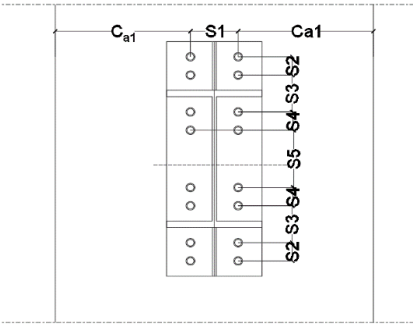
$$t_{bp} = \sqrt{\frac{4 \times 12444.55}{0.9 \times 240}} = 15.18\ mm \cong 20\ mm$$

5.3.10 Perhitungan Baut Angkur

Perhitungan baut angkur terhadap tarik dan geser mengacu pada ACI 318M-14 pasal 17. Data untuk perencanaan baut angkur sebagai berikut :

Tabel 5. 23 Data Perencanaan Baut Angkur

Tebal Pelat (t)	**20**	**mm**
ϕ baut A449(mm)	M36	
Fu	724	Mpa
Fy	558	Mpa
nt	0,24	ulir/mm
heff	250	mm
ca1	200	mm
Abrg	89,92	mm^2
S1	140	mm



Gambar 5. 34 Jarak antau baut untuk sambungan *End-Plate*

- Merencanakan Baut Angkur

Tebal Pelat (t)	35	mm
ϕ baut A449(mm)	M22	
Fu	724	Mpa
Fy	558	Mpa
nt	0.35	ulir/mm
heff	700	mm
ca1	300	mm
Abrg	1.12	mm^2
S2	80	mm
S1	150	mm

Kuat tarik baut

Ase,N $= \frac{\pi}{4}(d - 0.9743/n)^2$

$= 291{,}05\ mm^2$

ØNsa = Ase,N . Fy

= 433,31 kN

Jika terdapat 12 buah angkur

ØNsa = 433,31 kN.12
= 5018,97 k N

- Kuat jebol beton terhadap Tarik
  Anc = $\left(2 \times 1.5h_{ef} + s_2\right) \times \left(c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}\right)$
  = 3911700 mm^2
  Anco = $9h_{ef}^2$
  = 4410000 mm^2

ψecn	**1**	**(Beton retak)**
ψc,N	1	(Gaya tarik dipusat angkur)
ψcp,N	1	(Beton cor ditempat)

Ψed,N = $0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$
= 0,74
$\lambda_a = 1.0$ (beton normal angkur cor ditempat)
Nb = $10\lambda_a\sqrt{f_c'}{h_{ef}}^{5/3}$
= 14300,82 kN
ØNcbg = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot \Psi_{cp,N} \cdot N_b$
= 7067,32 kN

- Kuat cabut beton terhadap tarik
  ØNpn = $0.9 \times f_c' \times e_h \times d_a$
  = 6299,85 kN
- Kuat ambrol muka tepi beton terhadap tarik
  Posisi baut angkur dipinggir $h_{ef} = 700\ mm < 2.5C_{a1} = 375\ mm$ maka pengaruh ambrol muka tepi beton perlu dievaluasi.
- Kuat baut angkur terhadap geser
  Ase,V = Ase,N
  Ø = 0,65 (untuk baja daktail terhadap geser)
  ØVsa = 0,65 x $0.6 \times A_{se,V} \times f_{uta}$
  = 4380,25 k N
- Kuat rompal beton terhadap geser
  Kcp = 2 (untuk Heff>500mm)
  Vcp = $k_{cp} \times N_{cp}$
  = 20021,15 kN

- Kuat jebol (*breakout*) beton terhadap geser

ΨedV	**1**	
ψcec,V	1	(Beton belum retak)
ψeh,V	1	(tidak dibatasi ketebalan beton)

Avc $= (2 \times 1.5c_{a1.1} + s_2)1.5c_{a1.1}$
$= 195750$ mm^2

Avco $= 4.5c_{a1}^2$
$= 101250$ mm^2

Vb $= 0.6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f_c'}{C_{a1}}^{1.5}$
$= 4601{,}71$ kN

ØVcp $= \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \times \Psi_{ec,V} \times \Psi_{ed,V} \times \Psi_{c,V} \times \Psi_{h,V} \times V_b$
$= 6672{,}48$ kN

- Rangkuman kuat batas angkur

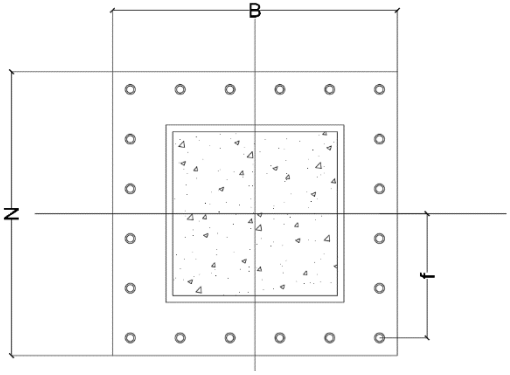
Tabel 5. 24 Rangkuman Kuat Batas Angkur

Kondisi Batas	Kapasitas (Kn)	Gaya Terfaktor(Kn)	Rasio
Kuat Tarik Baut	5199,768031	5149,04	0,990
Kuat jebol beton terhadap tarik	6442,70	5149,04	0,799
Kuat Cabut Beton Terhadap Tarik	317223,65	5149,04	0,016
Kontrol Baut AngkurTerhadap Geser	4538,05	743,8155	0,164
Kontrol Jebol Beton Terhadap Geser	3917,13	743,8155	0,190
Kuat Jebol Breakout Terhdap Geser	13543,48	743,8155	0,055

5.3.11 Perhitungan Base plate

Pada Gedung 4 Universitas Ciputra direncanakan menggunakan dimensi sebagai berikut :

Bkolom = 1000 mm
Hkolom = 1000 mm
N = 800 mm
B = 800 mm
F'c = 35 Mpa
Fy =250 Mpa
Fu = 410 Mpa



Gambar 5. 35 Geometri Penampang Base Plate

Berdasarkan hasil analisa struktur didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

Pu = 9417,9 kN
Muy = 3857,57 kN
Mux = 3857,57 kN
Vn = 646,72 kN

- Perencanaan akibat beban sumbu x

  Jarak angkur terjauh ke sumbu x As kolom :

  F = 350 mm

  Ex = $\frac{M_{ux}}{P_u}$

  = 409,6 mm

  Kontrol kuat tumpu beton

  Fpa = $\frac{P_u}{BxN}$

= 14,72 Mpa

Fpmax = $\emptyset \times 0.85 \times f_c'$

= 26,775 Mpa

Fpa < fpmax (**Memenuhi)**

Gaya pada angkur

qmax = Fpmax x B

= 21420 N/mm

Y = $\left(\frac{N}{2}+f\right) \pm \sqrt{\left(\frac{N}{2}+f\right)^2 - \left(\frac{2\ x\ Pu\ x\ (e+f)}{qmax}\right)}$

Y1 = 1237,52 mm

Y2 = 262,48 mm (**Digunakan)**

Gaya pada angkur

Tu = qmax . Y – Pu

= 3795634 N

Kuat Perlu Base Plate

m = $\frac{N-(0{,}95\ x\ hkolom)}{2}$

= 162,5 mm

n = $\frac{N-(0{,}8\ x\ hkolom)}{2}$

= 200 mm (**Menentukan)**

λn' = $\frac{1}{4} x\ \lambda\ x\ \sqrt{hkol\ x\ bkol}$

= 125 mm

Mpl = ½ x fp x l_2

= ½ x 14,7 x 4000

= 294309,375 N.mm

Desain Tebal base plate

Kondisi batas leleh :

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\emptyset f_y}}$$

$$t_p > \sqrt{\frac{4 \times 12444.55}{0.9 \times 240}} = 72{,}33$$

Kondisi desak

$t_p \geq 1{,}5\ x\ m\ x \sqrt{\frac{f_{pl}}{y_p}}$

$t_p > 59{,}14\ mm$

Kondisi Tarik

$t_p \geq 1{,}5\ x \sqrt{\frac{T_u}{Nb\ x\ F_y}}$

$t_p > 58{,}44\ mm$

Maka digunakan tebal pelat landas = 75 mm

- Perencanaan Akibat Beban sumbu Y

Jarak angkur terjauh ke sumbu y As kolom :

F = 350 mm

Ex = $\frac{M_{ux}}{P_u}$

= 409,6 mm

Kontrol kuat tumpu beton

Fpa = $\frac{P_u}{BxN}$

= 14,72 Mpa

Fpmax = $\emptyset \times 0.85 \times f_c'$

= 26,775 Mpa

Fpa < fpmax (**Memenuhi)**

Gaya pada angkur

qmax = Fpmax x B

= 21420 N/mm

Y = $\left(\frac{N}{2} + f\right) \pm \sqrt{\left(\frac{N}{2} + f\right)^2 - \left(\frac{2\ x\ Pu\ x\ (e+f)}{qmax}\right)}$

Y1 = 1237,52 mm

Y2 = 262,48 mm (**Digunakan)**

Gaya pada angkur

Tu = qmax . Y – Pu

= 3795634 N

Kuat Perlu Base Plate

m = $\frac{N-(0{,}95\ x\ hkolom)}{2}$

= 162,5 mm

n $= \frac{N-(0{,}8\ x\ hkolom)}{2}$

= 200 mm **(Menentukan)**

λn' $= \frac{1}{4} x\ \lambda\ x\ \sqrt{hkol\ x\ bkol}$

= 125 mm

Mpl = ½ x fp x l_2

= ½ x 14,7 x 4000

= 294309,375 N.mm

Desain Tebal base plate

Kondisi batas leleh :

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\emptyset f_y}}$$

$$t_p > \sqrt{\frac{4 \times 12444.55}{0.9 \times 240}} = 72{,}33$$

Kondisi desak

$$t_p \geq 1{,}5\ x\ m\ x \sqrt{\frac{f_{pl}}{y_p}}$$

$$t_p > 59{,}14\ mm$$

Kondisi Tarik

$$t_p \geq 1{,}5\ x \sqrt{\frac{T_u}{Nb\ x\ F_y}}$$

$$t_p > 58{,}44\ mm$$

Maka digunakan tebal pelat landas = 75 mm

- Perencanaan Las Penyambung Kolom ke Base Plate

Mutu kawat las E60xx

Fexx = 430 Mpa

Fnw = 0,6 x Fexx

= 0,6 x 430

= 258 Mpa

a = 0,75 x t_{kolom}

= 0,75 x 19 mm

= 14,3 mm

te = 0,707 x 14,3 mm
= 10,11 ≈ 11 mm

Kekuatan las berdasar leleh Tarik

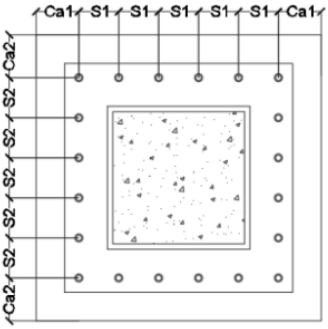
$\emptyset R_n$ = 0,8 x Fnw x te
= 0,8 x 258 x 11
= 2129 N/mm
= 2,129 kN/mm

Karena sambungan las direncanakan menggunakan konfigurasi las balans, maka nilai kuat leleh Tarik :

$\emptyset R_n \; x \; 2 = 2{,}129 \; x \; 2 = 4{,}257 \; kN/mm$

L_{las} = $\frac{Pu}{\emptyset R_n}$
= 2212,33 mm

- Perencanaan Baut Angkur



Gambar 5. 36 Geometri Pemasangan Baut Angkur

Τεβαλ Pelat (t)	35		mm
f baut A449(mm)	M22		
Fu	724	Mpa	
Fy	558	Mpa	
nt	0.35	ulir/mm	
heff	700	mm	
ca1	300	mm	
Abrg	1.12	mm2	
S2	80	mm	

S1	150	mm

- Kuat tarik baut

  Ase,N $= \frac{\pi}{4}(d - 0.9743/n)^2$

  $= 291{,}05\ mm^2$

  ØNsa = Ase,N . Fy

  = 158,04 kN

  Jika terdapat 16 buah angkur

  ØNsa = 158,04 kN.16

  = 2528,63 k N

- Kuat jebol beton terhadap Tarik

  Anc $= \left(2 \times 1.5h_{ef} + s_2\right) \times \left(c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}\right)$

  $= 5985000\ mm^2$

  Anco $= 9h_{ef}^2$

  $= 4410000\ mm^2$

ψecn	**1**	**(Beton retak)**
ψc,N	1	(Gaya tarik dipusat angkur)
ψcp,N	1	(Beton cor ditempat)

  Ψed,N $= 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$

  = 0,79

  $\lambda_a = 1.0$ (beton normal angkur cor ditempat)

  Nb $= 10\lambda_a\sqrt{f_c'}{h_{ef}}^{5/3}$

  = 20822,47 kN

  ØNcbg $= \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot \Psi_{cp,N} \cdot N_b$

  = 16652,67 kN

- Kuat cabut beton terhadap tarik

  ØNpn $= 0.9 \times f_c' \times e_h \times d_a$

  = 5273,18 kN

- Kuat ambrol muka tepi beton terhadap tarik

  Posisi baut angkur dipinggir $h_{ef} = 750\ mm < 2.5C_{a1} = 750\ mm$ maka pengaruh ambrol muka tepi beton tidak perlu dievaluasi.

- Kuat baut angkur terhadap geser

Ase,V = Ase,N
Ø = 0,65 (untuk baja daktail terhadap geser)
ØVsa = 0,65 x 0.6 × $A_{se,V} \times f_{uta}$
= 2207,1 k N

- Kuat rompal beton terhadap geser
  Kcp = 2 (untuk Heff>500mm)
  Vcp = $k_{cp} \times N_{cp}$
  = 29151,46 k N
- Kuat jebol (*breakout*) beton terhadap geser

ΨedV	**1**	
ψcec,V	1	(Beton belum retak)
ψeh,V	1	(tidak dibatasi ketebalan beton)

Avc = $(2 \times 1.5c_{a1.1} + s_2)1.5c_{a1.1}$
= 592875 mm^2
Avco = $4.5c_{a1}^2$
= 405000 mm^2
Vb = $0.6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f_c'}{C_{a1}}^{1.5}$
= 12730,75 kN
ØVcp = $\frac{A_{vc}}{A_{vco}} \times \Psi_{ec,V} \times \Psi_{ed,V} \times \Psi_{c,V} \times \Psi_{h,V} \times V_b$
= 13977,3 kN

- Rangkuman kuat batas angkur

Kondisi Batas	Kapasitas (Kn)	Gaya Terfaktor(Kn)	Rasio
Kuat Tarik Baut	2528.63	2463.91	0.974
Kuat jebol beton terhadap tarik	16652.67	2463.91	0.148
Kuat Cabut Beton Terhadap Tarik	5273.18	2463.91	0.467
Kontrol Baut AngkurTerhadap Geser	2207.10	2463.91	1.116
Kontrol Jebol Beton Terhadap	29151.46	2463.91	0.085

Geser			
Kuat Jebol Breakout Terhdap Geser	13977.30	2463.91	0.176

5.4 Perhitungan Struktur Bawah

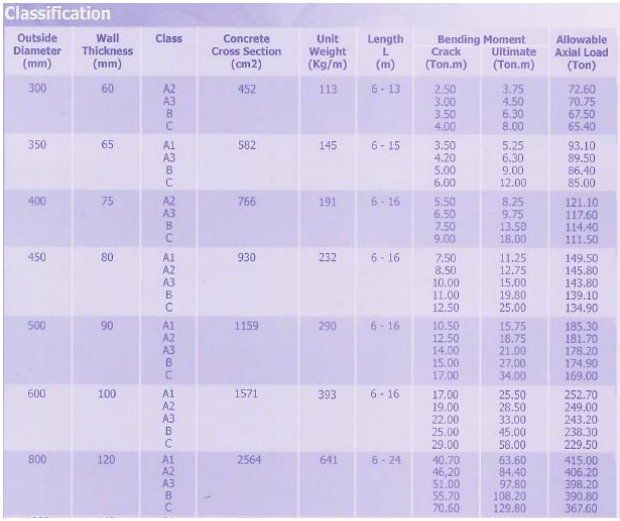
Perhitungan struktur bawah adalah tahapan untuk menganalisa kelayakan dari segi kekuatan struktur yang ada dibawah permukaan tanah. Analisa struktur bawah terbagi menjadi 3 bagian, yaitu tiang pancang, pile cap, dan sloof. Perhitungan struktur pondasi, dimensi poer dan jumlah tiang pancang dihitung berdasarkan data yang ada dan besarnya gaya yang terjadi pada titik gaya aksial terbesar sehingga menciptakan pondasi yang efisien.

5.4.1 Data Perencanaan Tiang Pancang

Untuk perhitungan tiang pancang menggunakan tiang pancang produk dari PT. Wika Beton yang memiliki spesifikasi sebagai berikut :

Tabel 5. 25 Data Perencanaan Tiang Pancang

Mutu Beton, f'c	=	50	MPa
Diameter Tiang Pancang	=	500	mm
Ketebalan dinding	=	75	mm
Luas penampang	=	1963,50	cm^2



Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm2)	Unit Weight (Kg/m)	Length L (m)	Bending Moment Crack (Ton.m)	Bending Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2 A3 B C	452	113	6 - 13	2.50 3.00 3.50 4.00	3.75 4.50 6.30 8.00	72.60 70.75 67.50 65.40
350	65	A1 A3 B C	582	145	6 - 15	3.50 4.20 5.00 6.00	5.25 6.30 9.00 12.00	93.10 89.50 86.40 85.00
400	75	A2 A3 B C	766	191	6 - 16	5.50 6.50 7.50 9.00	8.25 9.75 13.50 18.00	121.10 117.60 114.40 111.50
450	80	A1 A2 A3 B C	930	232	6 - 16	7.50 8.50 10.00 11.00 12.50	11.25 12.75 15.00 19.80 25.00	149.50 145.80 143.80 139.10 134.90
500	90	A1 A2 A3 B C	1159	290	6 - 16	10.50 12.50 14.00 15.00 17.00	15.75 18.75 21.00 27.00 34.00	185.30 181.70 178.20 174.90 169.00
600	100	A1 A2 A3 B C	1571	393	6 - 16	17.00 19.00 22.00 25.00 29.00	25.50 28.50 33.00 45.00 58.00	252.70 249.00 243.20 238.30 229.50
800	120	A1 A2 A3 B C	2564	641	6 - 24	40.70 46.20 51.00 55.70 70.60	63.60 84.40 97.80 108.20 129.80	415.00 406.20 398.20 390.80 367.60

Gambar 5. 37 Brosur Spesifikasi Tiang Pancang PT. Wika Beton

Berat penampang	=	290	kg/m
P ijin bahan	=	185,3	T
Luas tiang pancang, A_p	=	0,196	m^2
Keliling tiang pancang, P	=	1,57	m
Kedalaman rencana	=	25	m
N-SPT Ujung Tiang	=	50	
Bennding Mom.Crack	=	10,5	ton.m
Bennding Mom.Ult	=	15,75	ton.m
Allowable Axial Load	=	185,3	ton
Ultimate Axial Load	=	370,6	ton

5.4.2 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Tujuan menghitung daya dukung tanah adalah untuk menentukan p ijin yang terjadi pada tiang pancang, berikut perhitungan daya dukung tanah :

1. Mencari Daya Dukung Pada Ujung Tiang
   Harga *N* rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang :
   4D = 4 x 0,5 = 2 m (jadi diambil 3 m rata-rata SPT diatas)
   $\bar{N}_2 = \frac{50 + 42 + 37}{3} = 46{,}5$
   $\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{44 + 33{,}75}{2} = 38{,}38$
   Panjang ekivalen dari penetrasi didapatkan melalui grafik N-SPT sebesar 4 m
   Oleh karena itu nilai dari l/d = 4000 / 500 = 8
   Dari grafik l/d didapati bahwa nilai qd / N = 22
   Maka nilai daya dukung tanah pada ujung tiang,
   $qd = 22\ x\ N = 22\ x\ 50 = 1100\ ton$
   $Qd = qd\ x\ Ap = 1100\ x\ 0{,}19653 = 215{,}98\ ton$
2. Menghitung Daya Dukung Tanah Geser (Friksi)
   Pada kedalaman 25 meter dibawah permukaan tanah memiliki jenis tanah kerikil berbatu berpasir dimana hal tersebut menurut intensitas gaya geser pada dinding tiang (gambar 11) didapatkan factor skala sebesar 22
   Pada kedalaman 25 m dibawah permukaan tanah t
   elah dihitung besar gaya geser dinding pondasi tiang adalah sebesar 110,46 ton.

Maka nilai dari gaya geser dinding pondasi tiang sebagai berikut:

$Qs_{24} = 24\ x\ A_{selimut}\ x\ fs$

$Qs_{25} = 110{,}46 + (\pi\ .\ 0{,}5\ .\ 1\ x\ 22) = 145\ ton$

3. Menghitung Total Daya Dukung Tanah

   $Pu = Qd + Qs_{12} = 215{,}1 + 145 = 360{,}72\ ton$

4. Kontrol Kekuatan Tekan Ultimate Bahan

   Allowable Axial Ultimate Tiang $>$ Pu

   $505{,}4$ ton $> 360{,}72$ ton

5. Kapasitas Ijin Pondasi Tiang Pancang

   Pijin = 360,72 ton / 2 = 180,49 ton (beban gempa)

   Pijin = 360,72 ton / 3 = 120,33 ton (beban tanpa gempa)

5.4.3 Perhitungan Pondasi Tipe 1

Pondasi tipe 1 untuk 1 pilecap berisi sebanyak 9 tiang pancang untuk menahan efisiensi gaya yang diterima.

1. Perencanaan Dimensi Poer

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitungjarak antar tiang pancang (S) menurut "Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa – Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck)" menyebutkan bahwa :

Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)

S ≥ 2,5 D

S ≥ 2,5 . 60 = 125 cm

$Maka\ pakai, S = 3\ x\ D = 3\ x\ 60\ cm = 150\ cm$

Perhitungan jarak tiang ke tepi poer (S')

S' ≥ 1 D

S' ≥ 1 . 50 = 60 cm

$Maka\ pakai, S' = 1\ x\ D = 60\ cm$

Sehingga total lebar *pilecap* :

h = 3,9 m

b = 3,9 m

t = 1 m

2. Gaya yang Terjadi pada Pondasi

Gaya dalam akibat beban struktur atas akan diambil dari analisa struktur dengan program bantu SAP2000 pada joint kolom as 1-B' (K2 600X600) sebagai berikut :

- Akibat beban tetap (1DL + 1LL)

  P = 1363,65 ton

Mx = -0,01 ton.m
My = 3,36 ton.m
Vx = -0,31 ton
Vy = 0,30 ton
ΣMx = Mx + Vy . d
= 0,29 ton.m
ΣMy = My + Vx . d
= 3,05 ton.m

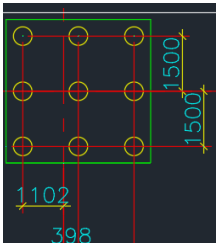
- Akibat beban sementara arah x (1DL + 1LL + 1Ex)
  P = 859,14 ton
  Mx = 11,24 ton.m
  My = 266,81 ton.m
  Vx = -5,06 ton
  Vy = 2,35 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 13,59 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 261,75 ton.m
- Akibat beban sementara arah y (1DL + 1LL + 1Ey)
  P = 875,45 ton
  Mx = 8,13 ton.m
  My = 440,26 ton.m
  Vx = -1,97 ton
  Vy = 4,95 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 8,13 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 440,26 ton.m

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan "Analisa dan Desain Pondasi – Jilid 2 (Joseph E Bowles)", Perhitungan daya dukung poer berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut :

Metode Converce-Labarre

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{D}{S}\right)\left(\frac{(m-1).n+(n-1).m}{90.m.n}\right)\right\}$$



Gambar 5. 38 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Dimana :

D = Diameter tiang pancang = 0,5 m
S = Jarak antar tiang pancang = 1,5 m
m = Jumlah baris tiang dalam grup = 3
n = Jumlah kolom tiang dalam grup = 9

Sehingga,

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{0{,}5}{1.5}\right)\left(\frac{(9-1).3+(3-1).9}{90.2.9}\right)\right\} = 0.681$$

P ijin kelompok $= \eta \times Pijin$
= 0.681 x 360,98 = 245,96 ton (beban gempa)

4. Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam Kelompok

Tabel 5. 26 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*

No	x	x^2	y	y^2
1	-1,5	2,25	1,5	2,25
2	0	0	1,5	2,25
3	1,5	2,25	1,5	2,25
4	-1,5	2,25	0	0
5	0	0	0	0
6	1,5	2,25	0	0
7	-1,5	2,25	-1,5	2,25
8	0	0	-1,5	2,25
9	1,5	2,25	-1,5	2,25
	Σx^2 =	13,5	Σy^2 =	13,5

- **Perhitungan akibat beban tetap :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x.y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y.x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 1.5}{13.5} + \frac{3.05\ .-1{,}5}{13.5}$
= 151.49 ton < 245.96 ton (OK)

P2 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 1.5}{13.5} + \frac{3.05\ .0}{13.5}$
= 151.52 ton < 245.96 ton (OK)

P3 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 1.5}{13.5} + \frac{3.05\ .1{,}5}{13.5}$
= 151.54 ton < 245.96 ton (OK)

P4 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 0}{13.5} + \frac{3.05\ .-1{,}5}{13.5}$
= 151.49 ton < 245.96 ton (OK)

P5 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 0}{13.5} + \frac{3.05\ .0}{13.5}$

$= 151.52$ ton < 245.96 ton (OK)

P6 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .\ 0}{13.5} + \frac{3.05\ .1{,}5}{13.5}$

$= 151.54$ ton < 245.96 ton (OK)

P7 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .-1{,}5}{13.5} + \frac{3.05\ .-1{,}5}{13.5}$

$= 151.49$ ton < 245.96 ton (OK)

P8 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .-1{,}5}{13.5} + \frac{3.05\ .0}{13.5}$

$= 151.51$ ton < 245.96 ton (OK)

P9 $= \frac{1363.65}{9} + \frac{0.29\ .-1{,}5}{13.5} + \frac{3.05\ .1{,}5}{13.5}$

$= 151.54$ ton < 245.96 ton (OK)

- **Perhitungan akibat beban sementara arah X :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .-1{,}5}{13{,}5}$

$= 93.42$ ton < 245.96 ton (OK)

P2 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .0}{13{,}5}$

$= 95.57$ ton < 245.96 ton (OK)

P3 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .1{,}5}{13{,}5}$

$= 97.73$ ton < 245.96 ton (OK)

P4 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 0}{13{,}5} + \frac{261.75\ .-1{,}5}{13{,}5}$

$= 93.31$ ton < 245.96 ton (OK)

P5 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 0}{13{,}5} + \frac{261.75\ .0}{13{,}5}$

$= 95.46$ ton < 245.96 ton (OK)

P6 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .\ 0}{13{,}5} + \frac{261.75\ .1{,}5}{13{,}5}$

$= 97.61$ ton < 245.96 ton (OK)

P7 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .-1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .-1{,}5}{13{,}5}$

$= 93.19$ ton < 245.96 ton (OK)

P8 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .-1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .0}{13{,}5}$

$= 95.35$ ton < 245.96 ton (OK)

P9 $= \frac{859.14}{9} + \frac{13.59\ .-1{,}5}{13{,}5} + \frac{261.75\ .1{,}5}{13{,}5}$

$= 97.50$ ton < 245.96 ton (OK)

- **Perhitungan akibat beban sementara arah Y :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 1.5}{13,5} + \frac{440,26 \,.-1,5}{13,5}$

$= 100.96$ ton < 245.96 ton (OK)

P2 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 1.5}{13,5} + \frac{440,26 \,.0}{13,5}$

$= 97.34$ ton < 245.96 ton (OK)

P3 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 1.5}{13,5} + \frac{440,26 \,.1,5}{13,5}$

$= 93.72$ ton < 245.96 ton (OK)

P4 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 0}{13,5} + \frac{440,26 \,.-1,5}{13,5}$

$= 100.90$ ton < 245.96 ton (OK)

P5 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 0}{13,5} + \frac{440,26 \,.0}{13,5}$

$= 97.27$ ton < 245.96 ton (OK)

P6 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.\, 0}{13,5} + \frac{440,26 \,.1,5}{13,5}$

$= 93.65$ ton < 245.96 ton (OK)

P7 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.-1,5}{13,5} + \frac{440,26 \,.-1,5}{13,5}$

$= 100.83$ ton < 245.96 ton (OK)

P8 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.-1,5}{13,5} + \frac{440,26 \,.0}{13,5}$

$= 97.21$ ton < 245.96 ton (OK)

P9 $= \frac{875.45}{9} - \frac{8.13 \,.-1,5}{13,5} + \frac{440,26 \,.1,5}{13,5}$

$= 93.58$ ton < 245.96 ton (OK)

<u>Geser Pons satu arah akibat kolom</u>

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

$d = t_{pile} - t_{decking} - D - D / 2$

$d = 1500$ mm – 75 mm – 25 mm - 25 mm / 2

$d = 1387.5$ mm (Arah X)

d = h – t – diameter tul. poer – diameter tul. poer / 2

d = 1150 mm – 75 mm – 29 mm – 29 mm / 2

$d = 1031.5$ mm (Arah Y)

Didapatkan dari program bantu ETABS, beban terpusat terbesar kolom akibat beban terfaktor (1DL + 1LL + 1EY):

Beban aksial kolom = 1863.32 ton

Luas *pile cap* = 15.21 m^2.

Qu $= \frac{Pu}{b.h} = \frac{1863.32\ ton}{15.21\ m^2} = 122.506 \frac{ton}{m^2} = 1.225\ N/mm^2$

Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah x)

Vu = Qu x b x Lx'

L'x = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d

= (0,5 . 3900 mm) – (0,5 . 700 mm) – 1387,5 mm

= 213 mm

Vu_x = 1,225 x 3900 x 213

= 1015269.2 N

Gaya geser yang mampu dipikul beton, Vc (arah x)

Vc = $0{,}17.\sqrt{fc'}.b.d$

= $0{,}17.\sqrt{35}.3900\ mm\ .1387{,}5\ mm$

= 5442275.743 N

Φ Vc = 4081706.808 N > Vu = 1406780.185 N **(memenuhi)**

Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah y)

Vu = Qu x b x Ly'

L'y = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d

= (0,594 . 3000 mm) – (0,5 . 1300 mm) – 1031,5 mm

= -181.5 mm

Dalam kontrol geser pons satu arah didapati bahwa nilai lengan *pilecap* pada arah Y adalah negative, dengan demikian geser pons pada *pilecap* tidak terdapat geser pons satu arah.

Geser Pons Dua Arah Akibat Kolom dan Tiang Pancang

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, Vu :

At = (b_{poer} . h_{poer}) – [(b_{kolom} + d) x (h_{kolom} + d)]

= (3900 mm . 3900 mm) – [(700 mm + 1387,5 mm) x (700 mm + 1387,5 mm)]

= 10852343.75 mm^2

Vu = Qu . At

= 1.225 N/mm^2 . 10852343.75 mm^2

= 13294781.08 N

= 13294.78108 kN

Geser Dua Arah Akibat Tiang Pancang

Diketahui beban terpusat terbesar tiang pancang yakni :

Pu = 1863.32 ton

Qu = $\frac{Pu}{b.h} = \frac{1863.32\ ton}{(3{,}9\ x\ 3{,}9)\ m^2}$ = 122.506 ton/m^2 = 1.225 N/mm^2

Menghitung gaya geser dua arah yag terjadi di pile cap

At = (b_{poer} . h_{poer}) - (n x A_{tiang})

At =(3,9 x 3,9) - (9 x 196000)

At =13442854.13 mm^2
Vu =Qu x At
Vu =1.225 x 13442854.13
Vu =16468313.84 N
Vu =16468.31384 kN
Maka untuk nilai Vu yang dipakai adalah yang terbesar diantara Vu akibat kolom dan Vu akibat tiang pancang, diambil Vu sebesar = 16468.31384 kN.
Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a), (b), dan (c), untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah, nilai Vc harus memenuhi persamaan berikut dengan mengambil nilai Vc terkecil:

- $Vc = 0{,}17\ x\ \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

Dimana:
B = rasio dari sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom
β = 700 mm / 700 mm = 1
bo = keliling dari penampang kritis
= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
= 2. (700 mm + 700 mm) + 4 . 1387,5 mm
= 8350 mm (arah x)
bo = keliling dari penampang kritis
= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
= 2. (1300 mm + 1300 mm) + 4 . 1031,5 mm
= 4131.2 mm (arah y)
λ = 1 (Untuk beton normal)
fc' = 35 MPa
Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right)1\sqrt{35}MPa.8350\ mm.1387{,}5mm$
= 34956.1557 kN (arah x)
Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right)1\sqrt{24{,}9}MPa.4247.2\ mm.1031{,}5mm$
= 10844.64407 kN (arah y)

- $Vc = \ 0{,}083\ x\ \left(2 + \frac{\alpha_s\ x\ d}{b_o}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

Dimana:
αs = 40 (untuk kolom tengah)
αs = 30 (untuk kolom tepi)
αs = 20 (untuk kolom sudut)
Maka :

Vc = $0{,}083\left(\frac{40\times1387{,}5}{8350}+2\right)1\sqrt{35}\,.8350\ \ mm.1387{,}5\ mm$

Vc = 49190.62085 kN (arah x)

Vc = $0{,}083\left(\frac{30\times981{,}5}{3931.2}+2\right)1\sqrt{24{,}9}\,.4247.2\ \ mm.1031{,}5mm$

Vc = 16849.123 kN (arah y)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 8350 .1387,5 . $\sqrt{35}$

  Vc = 22618.68901 kN (arah x)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 4247.2 . 1031,5 . $\sqrt{24{,}9}$

  Vc = 7214.156 kN (arah y)

Maka dipakai yang terkecil dari 3 persamaan tersebut, sehingga dipakai nilai Vc = 22618.68901 kN

Vu = 16468.31384 kN < ϕVc = 16964.01675 kN **(OK)**

5. Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap*

Pada perencanaan tulangan lentur pada *pilecap*, nantinya *pilecap* diasumsikan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebeani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri *pilecap.*

Diketahui:

b *pilecap* = 3900 mm
h *pilecap* = 3900 mm
t *pilecap* = 1500 mm
Selimut beton = 75 mm

Diameter tulangan lentur = 25 mm

dx = 1000 mm – 75 mm – 25 mm / 2 = 912,5 mm

dy = 1000 mm – 75 mm – 25 mm – 25 mm / 2 = 887,5 mm

Penulangan *pile cap* arah X

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:

b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (3,9 m – (0,5 . 3,9 m + 0,5 . 0,7 mm) = 1,6 m

b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 1,6 m – 0,6 m = 1 m

Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 1,6 m x 3,9 m x 1,5 m = 22,426 ton

Pu = 245,96 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)

Mu = - Mp + Mq

Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x b1^2)

Mu = -(245,96 x 1) + (0.5 x 22,426 x $1,6^2$)
Mu = 217,257 ton.m
Mu = 2172573698 N.mm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{2172573698}{0,8 \text{ x } 3900 \text{ x } 912,5^2} = 0.836\ mPa$$

$$m = \frac{f_y}{0,85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0,85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ .\ Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13,781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13,781\ .\ 0,836}{410}}\right) = 0.00207$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359
$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 . 1000 mm . 912,5 mm = 3115.853659 mm^2
Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :
Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3115.8536\ .3900}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**
Maka digunakan **D 25-100.**
Penulangan *pile cap* arah Y
Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:
b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (3.9 m – (0,5 . 3.9 m + 0,5 . 0.7 m) = 1.6 m
b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 1.6 – 0,6 = 1 m
Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 3.9 m x 1.5 m x 1,6 m = 22.426 ton
Pu = 245.96 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)
Mu = - Mp + Mq
Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x $b1^2$)
Mu = -(245.96 x 1) + (0.5 x 22.426 x 1.6^2)

Mu = 217.257 ton.m
Mu = 2172573698 Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{2172573698}{0{,}8 \text{ x } 3.9 \text{ x } 887{,}5^2} = 0.832 \frac{N}{mm^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \; x \; f_c'} = \frac{410}{0{,}85 \; x \; 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \,.\, Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13.781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13.781 \,.\, 0.832}{410}}\right) = 0.00205$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359
$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 .1000 mm . 887.5 mm = 3030.4878 mm^2
Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :
Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu} \,.b}{s} = \frac{3030.4878 \,.1000}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**
Maka digunakan **D 25-100.**

5.4.4 Perhitungan Pondasi Tipe 2

Pondasi tipe 2 untuk 1 pilecap berisi sebanyak 5 tiang pancang untuk menahan efisiensi gaya yang diterima.

1. **Perencanaan Dimensi Poer**

   Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitungjarak antar tiang pancang (S) menurut "Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa – Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck)" menyebutkan bahwa :
   Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)
   S ≥ 2,5 D
   S ≥ 2,5 . 60 = 125 cm
   $Maka\ pakai, S = 3\ x\ D = 3\ x\ 60\ cm = 150\ cm$
   Perhitungan jarak tiang ke tepi poer (S')
   S' ≥ 1 D

S' ≥ 1 . 50 = 60 cm
$Maka\ pakai, S' = 1\ x\ D = 60\ cm$
Sehingga total lebar *pilecap* :
h = 2,4 m
b = 3,5 m
t = 1 m

2. Gaya yang Terjadi pada Pondasi

Gaya dalam akibat beban struktur atas akan diambil dari analisa struktur dengan program bantu ETABS sebagai berikut :

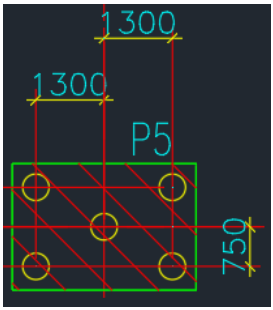
- Akibat beban tetap (1DL + 1LL)
  P = 440,97 ton
  Mx = -1,18 ton.m
  My = -7,57 ton.m
  Vx = -0,31 ton
  Vy = 0,30 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = -0,88 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = -7,88 ton.m
- Akibat beban sementara arah x (1DL + 1LL + 1Ex)
  P = 652,87 ton
  Mx = 16,57 ton.m
  My = 178,62 ton.m
  Vx = -5,06 ton
  Vy = 2,35 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 18,92 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 173,55 ton.m
- Akibat beban sementara arah y (1DL + 1LL + 1Ey)
  P = 885,10 ton
  Mx = 13,16 ton.m
  My = 280,77 ton.m
  Vx = -1,97 ton
  Vy = 4,95 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 13,16 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 280,77 ton.m

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan "Analisa dan Desain Pondasi – Jilid 2 (Joseph E Bowles)", Perhitungan daya dukung poer berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut :

Metode Converce-Labarre

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{D}{S}\right)\left(\frac{(m-1).n+(n-1).m}{90.m.n}\right)\right\}$$



Gambar 5. 39 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe II

Dimana :

D = Diameter tiang pancang = 0,5 m
S = Jarak antar tiang pancang = 1,5 m
m = Jumlah baris tiang dalam grup = 3
n = Jumlah kolom tiang dalam grup = 5

Sehingga,

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{0{,}5}{1.5}\right)\left(\frac{(3-1).5+(5-1).3}{90.359}\right)\right\} = 0.700$$

P ijin kelompok $= \eta \times Pijin$

= 0.700 x 360,98 = 252,54 ton (beban gempa)

4. Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam Kelompok

Tabel 5. 27 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*

No	x	x^2	y	y^2
1	-1,3	1,69	0,75	0,5625
2	1,3	1,69	0,75	0,5625
3	0	0	0	0
4	-1,3	1,69	-0,75	0,5625
5	1,3	1,69	-0,75	0,5625

	Σx^2 =	6,76	Σy^2 =	2,25

- **Perhitungan akibat beban tetap :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{440.97}{5} + \frac{-0,88\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{-7,88\ .-1,3}{6,76}$

$= 88.29$ ton < 252.54 ton (OK)

P2 $= \frac{440.97}{5} + \frac{-0,88\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{-7,88\ .\ 1,3}{6,76}$

$= 87.84$ ton < 252.54 ton (OK)

P3 $= \frac{440.97}{5} + \frac{-0,88\ .\ 0}{2,25} + \frac{-7,88\ .\ 0}{6,76}$

$= 88.19$ ton < 252.54 ton (OK)

P4 $= \frac{440.97}{5} + \frac{-0,88\ .-0,75}{2,25} + \frac{-7,88\ .-1,3}{6,76}$

$= 88.55$ ton < 252.54 ton (OK)

P5 $= \frac{440.97}{5} + \frac{-0,88\ .-0,75}{2,25} + \frac{-7,88\ .\ 1,3}{6,76}$

$= 88.10$ ton < 252.54 ton (OK)

- **Perhitungan akibat beban sementara arah X :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{652.87}{5} + \frac{18,92\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{173,55\ .\ -1,3}{6,76}$

$= 128,44$ ton < 252,54 ton (OK)

P2 $= \frac{652.87}{5} + \frac{18,92\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{173,55\ .\ 1,3}{6,76}$

$= 138,32$ ton < 252,54 ton (OK)

P3 $= \frac{652.87}{5} + \frac{18,92\ .\ 0}{2,25} + \frac{173,55\ .\ 0}{6,76}$

$= 130.57$ ton < 252,54 ton (OK)

P4 $= \frac{652.87}{5} + \frac{18,92\ .-0,75}{2,25} + \frac{173,55\ .-1,3}{6,76}$

$= 122.83$ ton < 252,54 ton (OK)

P5 $= \frac{652.87}{5} + \frac{18,92\ .-0,75}{2,25} + \frac{173,55\ .\ 1,3}{6,76}$

$= 132.71$ ton < 252,54 ton (OK)

- **Perhitungan akibat beban sementara arah Y :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{885.10}{5} - \frac{13,16\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{280,77\ .-1,3}{6,76}$

$= 186.96$ ton < 252.54 ton (OK)

P2 $= \frac{885.10}{5} - \frac{13,16\ .\ 0,75}{2,25} + \frac{280,77\ .1,3}{6,76}$

$= 170.98$ ton < 252.54 ton (OK)

P3 $= \frac{885.10}{5} - \frac{13,16\ .\ 0}{2,25} + \frac{280,77\ .\ 0}{6,76}$

$= 177.02$ ton < 252.54 ton (OK)

P4 $= \frac{885.10}{5} - \frac{13,16\ .-0,75}{2,25} + \frac{280,77\ .-1,3}{6,76}$

$= 183.06$ ton < 252.54 ton (OK)

P5 $= \frac{885.10}{5} - \frac{13,16\ .-0,75}{2,25} + \frac{280,77\ .\ 1,3}{6,76}$

$= 167.08$ ton < 252.54 ton (OK)

Geser Pons satu arah akibat kolom

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

$d = t_{pile} - t_{decking} - D - D / 2$

$d = 1500$ mm – 75 mm – 25 mm - 25 mm / 2

$d = 1387.5$ mm (Arah X)

$d = h - t$ – diameter tul. poer – diameter tul. poer / 2

$d = 1150$ mm – 75 mm – 29 mm – 29 mm / 2

$d = 1031.5$ mm (Arah Y)

Didapatkan dari program bantu ETABS, beban terpusat terbesar kolom akibat beban terfaktor (1DL + 1LL + 1EY):

Beban aksial kolom = 885.10 ton

Luas *pile cap* = 8.4 m^2.

Qu $= \frac{Pu}{b.h} = \frac{885.10\ ton}{8.4\ m^2} = 105.368 \frac{ton}{m^2} = 1.054\ N/mm^2$

Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah x)

Vu = Qu x b x Lx'

L'x $= (0,5\ .\ b_{poer}) - (0,5\ .\ b_{kolom}) - d$

$= (0,5\ .\ 2400$ mm) – (0,5 . 700 mm) – 1387,5 mm

$= 538$ mm

$Vu_x = 1,054 \times 2400 \times 538$

$= 1359257.3$ N

Gaya geser yang mampu dipikul beton, Vc (arah x)

Vc $= 0,17 . \sqrt{fc'} . b . d$

$= 0,17 . \sqrt{35} . 2400\ mm\ .\ 1387,5\ mm$

$= 3349092.765$ N

Φ Vc = 2511819.574 N > Vu = 1359257.3 N
(memenuhi)

Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah y)

Vu = Qu x b x Ly'

L'y = $(0{,}5 \cdot b_{poer}) - (0{,}5 \cdot b_{kolom}) - d$
= (0,594 . 3000 mm) – (0,5 . 1300 mm) – 1031,5 mm
= -181.5 mm

Dalam kontrol geser pons satu arah didapati bahwa nilai lengan *pilecap* pada arah Y adalah negative, dengan demikian geser pons pada *pilecap* tidak terdapat geser pons satu arah.

Geser Pons Dua Arah Akibat Kolom dan Tiang Pancang

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, Vu :

At = $(b_{poer} \cdot h_{poer}) - [(b_{kolom} + d) \times (h_{kolom} + d)]$
= (2400 mm . 2400 mm) – [(700 mm + 1387,5 mm) x (700 mm + 1387,5 mm)]
= 1402343.75 mm^2

Vu = Qu . At
= 1.054 N/mm^2 . 1402343.75 mm^2
= 1477632.581 N
= 1477.632 kN

Geser Dua Arah Akibat Tiang Pancang

Diketahui beban terpusat terbesar tiang pancang yakni :

Pu = 885.10 ton

Qu = $\frac{Pu}{b.h} = \frac{885.10\ ton}{(2{,}4\ x\ 3{,}5)\ m^2}$ = 105.368 ton/m^2 = 1.054 N/mm^2

Menghitung gaya geser dua arah yag terjadi di pile cap

At = $(b_{poer} \cdot h_{poer}) - (n \times A_{tiang})$
At =(2,4 x 2,4) - (5 x 196000)
At =4778252.296 mm^2
Vu =Qu x At
Vu =1.054 x 4778252.296
Vu =5034786.422 N
Vu =5034.786 kN

Maka untuk nilai Vu yang dipakai adalah yang terbesar diantara Vu akibat kolom dan Vu akibat tiang pancang, diambil Vu sebesar = 5034.786 kN.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a), (b), dan (c), untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah,

nilai Vc harus memenuhi persamaan berikut dengan mengambil nilai Vc terkecil:

- $Vc = 0{,}17\ x\ \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Dimana:

  B = rasio dari sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom

  β = 700 mm / 700 mm = 1

  bo = keliling dari penampang kritis
  = 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
  = 2. (700 mm + 700 mm) + 4 . 1387,5 mm
  = 8350 mm (arah x)

  bo = keliling dari penampang kritis
  = 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
  = 2. (1300 mm + 1300 mm) + 4 . 1031,5 mm
  = 4131.2 mm (arah y)

  λ = 1 (Untuk beton normal)

  fc' = 35 MPa

  Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right)1\sqrt{35}MPa.8350\ mm.1387{,}5mm$
  = 34956.1557 kN (arah x)

  Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right)1\sqrt{24{,}9}MPa.4247.2\ mm.1031{,}5mm$
  = 10844.64407 kN (arah y)

- $Vc = \ 0{,}083\ x\ \left(2 + \frac{a_s\ x\ d}{b_o}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Dimana:

  αs = 40 (untuk kolom tengah)

  αs = 30 (untuk kolom tepi)

  αs = 20 (untuk kolom sudut)

  Maka :

  Vc = $0{,}083\left(\frac{40\times1387{,}5}{8350} + 2\right)1\sqrt{35}\ .8350\ \ mm.1387{,}5\ mm$

  Vc = 49190.62085 kN (arah x)

  Vc = $0{,}083\left(\frac{30\times981{,}5}{3931.2} + 2\right)1\sqrt{24{,}9}\ .4247.2\ \ mm.1031{,}5mm$

  Vc = 16849.123 kN (arah y)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 8350 .1387,5 . $\sqrt{35}$

  Vc = 22618.68901 kN (arah x)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

Vc = 0,33 .1 . 4247.2 . 1031,5 . $\sqrt{24,9}$
Vc = 7214.156 kN (arah y)
Maka dipakai yang terkecil dari 3 persamaan tersebut, sehingga dipakai nilai Vc = 22618.68901 kN
Vu = 5034.786 kN < ϕVc = 16964.01675 kN **(OK)**

5. Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap*

Pada perencanaan tulangan lentur pada *pilecap*, nantinya *pilecap* diasumsikan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebeani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri *pilecap.*

Diketahui:
b *pilecap* = 2400 mm
h *pilecap* = 3500 mm
t *pilecap* = 1500 mm
Selimut beton = 75 mm
Diameter tulangan lentur = 25 mm
dx = 1000 mm – 75 mm – 25 mm / 2 = 912,5 mm
dy = 1000 mm – 75 mm – 25 mm – 25 mm / 2 = 887,5 mm

Penulangan *pile cap* arah X

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:
b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (2,4 m – (0,5 . 2,4 m + 0,5 . 0,7 m) = 0,85 m
b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 0,85 m – 0,6 m = 0,25 m
Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 2,4 m x 1,5 m x 0,85 m = 7,331 ton
Pu = 252,54 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)
Mu = - Mp + Mq
Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x b1^2)
Mu = -(252,54 x 0,25) + (0.5 x 7,331 x 0.85^2)
Mu = 60.485 ton.m
Mu = 604853794.3 N.mm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{604853794.3}{0{,}8 \text{ x } 2400 \text{ x } 912{,}5^2} = 0.378\ mPa$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0{,}85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\,.\,Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13{,}781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13{,}781\,.\,0{,}378}{410}}\right) = 0.000928$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359

$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 . 1000 mm . 912,5 mm = 3115.853659 mm^2

Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :

Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3115.8536\ .3900}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka digunakan **D 25-100.**

Penulangan *pile cap* arah Y

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:

b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (3.5 m – (0,5 . 3.5 m + 0,5 . 0.7 m) = 1.4 m

b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 1.4 – 0,6 = 0,8 m

Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 2.4 m x 1.5 m x 1,4 m = 12.075 ton

Pu = 252.54 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)

Mu = - Mp + Mq

Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x $b1^2$)

Mu = -(252.54 x 0,8) + (0.5 x 12.075 x 1.4^2)

Mu = 190.194 ton.m

Mu = 1901944055 Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi\ \mathrm{B}\ d^2} = \frac{1901944055}{0{,}8\ \mathrm{x}\ 3.5\ \mathrm{x}\ 887{,}5^2} = 0.812\frac{N}{mm^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0{,}85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\,.\,Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13.781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13.781\ .0.812}{410}}\right) = 0.00200$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359

$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 .1000 mm . 887.5 mm = 3030.4878 mm^2

Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :

Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3030.4878\ .1000}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka digunakan **D 25-100.**

5.4.5 Perhitungan Pondasi Tipe 3

Pondasi tipe 3 untuk 1 pilecap berisi sebanyak 8 tiang pancang untuk menahan efisiensi gaya yang diterima.

1. Perencanaan Dimensi Poer

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitungjarak antar tiang pancang (S) menurut "Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa – Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck)" menyebutkan bahwa :

Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)

S ≥ 2,5 D

S ≥ 2,5 . 60 = 125 cm

$Maka\ pakai, S = 3\ x\ D = 3\ x\ 60\ cm = 150\ cm$

Perhitungan jarak tiang ke tepi poer (S')

S' ≥ 1 D

S' ≥ 1 . 50 = 60 cm

$Maka\ pakai, S' = 1\ x\ D = 60\ cm$

Sehingga total lebar *pilecap* :

h = 2,4 m

b = 5,4 m

t = 1 m

2. Gaya yang Terjadi pada Pondasi

Gaya dalam akibat beban struktur atas akan diambil dari analisa struktur dengan program bantu ETABS sebagai berikut :

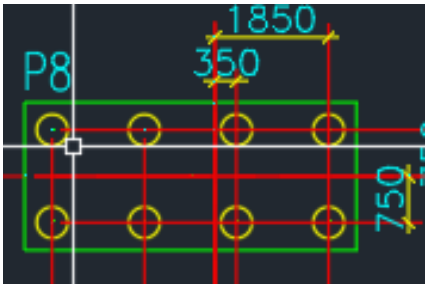
- Akibat beban tetap (1DL + 1LL)
  P = 1035,99 ton
  Mx = -1,43 ton.m
  My = 0.37 ton.m
  Vx = -0,31 ton
  Vy = 0,30 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = -1.13 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 0.06 ton.m
- Akibat beban sementara arah x (1DL + 1LL + 1Ex)
  P = 984.21 ton
  Mx = 38.49 ton.m
  My = 229.38 ton.m
  Vx = -5,06 ton
  Vy = 2,35 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 40.84 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 224.32 ton.m
- Akibat beban sementara arah y (1DL + 1LL + 1Ey)
  P = 1218.01 ton
  Mx = 63.92 ton.m
  My = 379.42 ton.m
  Vx = -1,97 ton
  Vy = 4,95 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 63.92 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 379.42 ton.m

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan “Analisa dan Desain Pondasi – Jilid 2 (Joseph E Bowles)”, Perhitungan daya dukung poer berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut :

Metode Converce-Labarre

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{D}{S}\right)\left(\frac{(m-1).n+(n-1).m}{90.m.n}\right)\right\}$$



Gambar 5. 40 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe III

Dimana :

D = Diameter tiang pancang = 0,5 m
S = Jarak antar tiang pancang = 1,5 m
m = Jumlah baris tiang dalam grup = 2
n = Jumlah kolom tiang dalam grup = 8

Sehingga,

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{0{,}5}{1.5}\right)\left(\frac{(2-1).8+(8-1).2}{90.2.8}\right)\right\} = 0.718$$

P ijin kelompok $= \eta \times Pijin$

= 0.718 x 360,98 = 259,31 ton (beban gempa)

4. Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam Kelompok

Tabel 5. 28 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*

No	x	x^2	y	y^2
1	-2,25	5,0625	0,75	0,5625
2	-0,75	0,5625	0,75	0,5625
3	0,75	0,5625	0,75	0,5625
4	2,25	5,0625	0,75	0,5625
5	-2,25	5,0625	-0,75	0,5625
6	-0,75	0,5625	-0,75	0,5625

7	0,75	0,5625	-0,75	0,5625
8	2,25	5,0625	-0,75	0,5625
	Σx^2 =	22,5	Σy^2 =	4,5

- **Perhitungan akibat beban tetap :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .-2,25}{22,5}$

$= 129.46$ ton < 259.31 ton (OK)

P2 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .-0,75}{22,5}$

$= 129.46$ ton < 259.31 ton (OK)

P3 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .0,75}{22,5}$

$= 129.46$ ton < 259.31 ton (OK)

P4 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{0,06\ 2,25}{22,5}$

$= 129.46$ ton < 259.31 ton (OK)

P5 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .-0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .\ -2,25}{22,5}$

$= 129.54$ ton < 259.31 ton (OK)

P6 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .-0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .\ -0,75}{22,5}$

$= 129.54$ ton < 259.31 ton (OK)

P7 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .-0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .\ 0,75}{22,5}$

$= 129.54$ ton < 259.31 ton (OK)

P7 $= \frac{1035.99}{8} + \frac{-1,13\ .-0,75}{4,5} + \frac{0,06\ .\ 2,25}{22,5}$

$= 129.54$ ton < 259.31 ton (OK)

Perhitungan akibat beban sementara arah X :

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .\ -2,25}{22,5}$

$= 123.54$ ton < 259.31 ton (OK)

P2 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .\ -0,75}{22,5}$

$= 124.21$ ton < 259.31 ton (OK)

P3 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .\ 0,75}{22,5}$

$= 124.87$ ton < 259.31 ton (OK)

P4 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .\ 2,25}{22,5}$

= 125.54 ton < 259.31 ton (OK)

P5 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .-0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .-2,25}{22,5}$

= 120.52 ton < 259.31 ton (OK)

P6 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .-0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .-0,75}{22,5}$

= 121.18 ton < 259.31 ton (OK)

P7 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .-0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .0,75}{22,5}$

= 121.85 ton < 259.31 ton (OK)

P8 $= \frac{984.21}{8} + \frac{40,84\ .-0,75}{4,5} + \frac{224,32\ .2,25}{22,5}$

= 122.51 ton < 259.31 ton (OK)

Perhitungan akibat beban sementara arah Y :

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .-2,25}{22,5}$

= 156.31 ton < 259.31 ton (OK)

P2 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .-0,75}{22,5}$

= 155.18 ton < 259.31 ton (OK)

P3 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .0,75}{22,5}$

= 154.06 ton < 259.31 ton (OK)

P4 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .\ 0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .2,25}{22,5}$

= 152.93 ton < 259.31 ton (OK)

P5 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .-0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .-2,25}{22,5}$

= 151.57 ton < 259.31 ton (OK)

P6 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .-0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .-0,75}{22,5}$

= 150.45 ton < 259.31 ton (OK)

P7 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .-0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .0,75}{22,5}$

= 149.32 ton < 259.31 ton (OK)

P8 $= \frac{1218.01}{8} - \frac{63,92\ .-0,75}{4,5} + \frac{379,42\ .2,25}{22,5}$

= 148.20 ton < 259.31 ton (OK)

<u>Geser Pons satu arah akibat kolom</u>

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

$d = t_{pile} - t_{decking} - D - D / 2$

d = 1500 mm – 75 mm – 25 mm - 25 mm / 2
d = 1387.5 mm (Arah X)
d = h – t – diameter tul. poer – diameter tul. poer / 2
d = 1150 mm – 75 mm – 29 mm – 29 mm / 2
d = 1031.5 mm (Arah Y)
Didapatkan dari program bantu ETABS, beban terpusat terbesar kolom akibat beban terfaktor (1DL + 1LL + 1EY):
Beban aksial kolom = 1394.62 ton
Luas *pile cap* = 12.96 m^2.

Qu $= \frac{Pu}{b.h} = \frac{1394.62\ ton}{12.96\ m^2} = 107.609 \frac{ton}{m^2} = 1.076\ N/mm^2$

<u>Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah x)</u>

Vu = Qu x b x Lx'
L'x = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d
= (0,5 . 2400 mm) – (0,5 . 700 mm) – 1387,5 mm
= 538 mm
Vu_x = 1,076 x 2400 x 538
= 1388160.4 N

<u>Gaya geser yang mampu dipikul beton, Vc (arah x)</u>

Vc $= 0{,}17.\sqrt{fc'}.b.d$
$= 0{,}17.\sqrt{35}.2400\ mm\ .1387{,}5\ mm$
= 3349092.765 N
Φ Vc = 2511819.574 N > Vu = 1388160.4 N
(memenuhi)

<u>Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah y)</u>

Vu = Qu x b x Ly'
L'y = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d
= (0,594 . 3000 mm) – (0,5 . 1300 mm) – 1031,5 mm
= -181.5 mm

Dalam kontrol geser pons satu arah didapati bahwa nilai lengan *pilecap* pada arah Y adalah negative, dengan demikian geser pons pada *pilecap* tidak terdapat geser pons satu arah.

<u>Geser Pons Dua Arah Akibat Kolom dan Tiang Pancang</u>

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, Vu :

At = (b_{poer} . h_{poer}) – [(b_{kolom} + d) x (h_{kolom} + d)]
= (2400 mm . 2400 mm) – [(700 mm + 1387,5 mm) x (700 mm + 1387,5 mm)]
= 1402343.75 mm^2
Vu = Qu . At

= 1.076 N/mm^2 . 1402343.75 mm^2
= 1509052.804 N
= 1509.052804 kN

Geser Dua Arah Akibat Tiang Pancang

Diketahui beban terpusat terbesar tiang pancang yakni :

Pu = 1394.62 ton

Qu = $\frac{Pu}{b.h} = \frac{1394.62\ ton}{(2{,}4\ x\ 5.4)\ m^2} = 107.609$ ton/m^2 = 1.076 N/mm^2

Menghitung gaya geser dua arah yag terjadi di pile cap

At = (b_{poer} . h_{poer}) - (n x A_{tiang})
At =(2,4 x 2,4) - (8 x 196000)
At =4189203.673 mm^2
Vu =Qu x At
Vu =1.076 x 4189203.673
Vu =4507974.274 N
Vu =4507.974274 kN

Maka untuk nilai Vu yang dipakai adalah yang terbesar diantara Vu akibat kolom dan Vu akibat tiang pancang, diambil Vu sebesar = 4507.974274 kN.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a), (b), dan (c), untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah, nilai Vc harus memenuhi persamaan berikut dengan mengambil nilai Vc terkecil:

- $Vc = 0{,}17\ x\ \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{f c'}$

Dimana:

B = rasio dari sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom
β = 700 mm / 700 mm = 1
bo = keliling dari penampang kritis
= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
= 2. (700 mm + 700 mm) + 4 . 1387,5 mm
= 8350 mm (arah x)
bo = keliling dari penampang kritis
= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d
= 2. (1300 mm + 1300 mm) + 4 . 1031,5 mm
= 4131.2 mm (arah y)
λ = 1 (Untuk beton normal)
fc’ = 35 MPa

Vc = $0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{35}MPa.8350\ mm.1387{,}5mm$
= 34956.1557 kN (arah x)

Vc = $0{,}17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{24{,}9}MPa.4247.2\ mm.1031{,}5mm$
= 10844.64407 kN (arah y)

- $Vc = 0{,}083\ x\ \left(2+\frac{a_s\ x\ d}{b_o}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Dimana:
  αs = 40 (untuk kolom tengah)
  αs = 30 (untuk kolom tepi)
  αs = 20 (untuk kolom sudut)
  Maka :
  Vc = $0{,}083\left(\frac{40\times1387{,}5}{8350}+2\right)1\sqrt{35}\ .8350\ \ mm.1387{,}5\ mm$
  Vc = 49190.62085 kN (arah x)
  Vc = $0{,}083\left(\frac{30\times981{,}5}{3931.2}+2\right)1\sqrt{24{,}9}\ .4247.2\ \ mm.1031{,}5mm$
  Vc = 16849.123 kN (arah y)
- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 8350 .1387,5 . $\sqrt{35}$
  Vc = 22618.68901 kN (arah x)
- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 4247.2 . $1031{,}5\ .\ \sqrt{24{,}9}$
  Vc = 7214.156 kN (arah y)
  Maka dipakai yang terkecil dari 3 persamaan tersebut, sehingga dipakai nilai Vc = 22618.68901 kN
  Vu = 4507.974274 kN < ϕVc = 16964.01675 kN **(OK)**

5. Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap*

Pada perencanaan tulangan lentur pada *pilecap*, nantinya *pilecap* diasumsikan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebeani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri *pilecap.*

Diketahui:
b *pilecap* = 2400 mm
h *pilecap* = 5400 mm
t *pilecap* = 1500 mm
Selimut beton = 75 mm
Diameter tulangan lentur = 25 mm
dx = 1000 mm – 75 mm – 25 mm / 2 = 912,5 mm

dy = 1000 mm – 75 mm – 25 mm – 25 mm / 2 = 887,5 mm

Penulangan *pile cap* arah X

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:

b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (2,4 m – (0,5 . 2,4 m + 0,5 . 0,7 m) = 0,85 m

b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 0,85 m – 0,6 m = 0,25 m

Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 2,4 m x 1,5 m x 0,85 m = 7,331 ton

Pu = 259.31 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)

Mu = - Mp + Mq

Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x b1^2)

Mu = -(259.31 x 0,25) + (0.5 x 7,331 x 0.85^2)

Mu = 62,179 ton.m

Mu = 621798635.2 N.mm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{621798635.2}{0{,}8 \text{ x } 2400 \text{ x } 912{,}5^2} = 0.389\ mPa$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0{,}85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ .\ Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13{,}781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13{,}781\ .\ 0{,}389}{410}}\right) = 0.000955$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359

$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 . 1000 mm . 912,5 mm = 3115.853659 mm^2

Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :

Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3115.8536\ .3900}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka digunakan **D 25-100.**

Penulangan *pile cap* arah Y

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:

b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (5.4 m – (0,5 . 5.4 m + 0,5 . 0.7 m) = 2.35 m

b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 2,35 – 0,6 = 1,75 m

Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 1.5 m x 2.4 m x 2,35 m = 20,27 ton

Pu = 259,31 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)

Mu = - Mp + Mq

Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x b1^2)

Mu = -(259,31 x 1,75) + (0.5 x 20,27 x 2.35^2)

Mu = 397.82 ton.m

Mu = 3978282534 Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{3978282534}{0{,}8 \text{ x } 5.4 \text{ x } 887{,}5^2} = 1.100 \frac{N}{mm^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \; x \; f_c'} = \frac{410}{0{,}85 \; x \; 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \, . \, Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13.781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13.781 \; . 1.100}{410}}\right) = 0.00273$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{\text{minimum}}$ maka digunakan $\rho_{\text{minimum}} = 0{,}00359$

$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 .1000 mm . 887.5 mm = 3030.4878 mm^2

Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :

Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\,tulangan} = \frac{A_{s\,perlu} \; .b}{s} = \frac{3030.4878 \; .5400}{100} = 4908.7385 \; mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**

Maka digunakan **D 25-100.**

5.4.6 Perhitungan Pondasi Tipe 4

Pondasi tipe 4 untuk 1 pilecap berisi sebanyak 10 tiang pancang untuk menahan efisiensi gaya yang diterima.

1. Perencanaan Dimensi Poer

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam menghitungjarak antar tiang pancang (S) menurut "Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa – Jilid 2 (Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck)" menyebutkan bahwa :

Perhitungan jarak antar tiang pancang (S)

S ≥ 2,5 D

S ≥ 2,5 . 60 = 125 cm

$Maka\ pakai, S = 3\ x\ D = 3\ x\ 60\ cm = 150\ cm$

Perhitungan jarak tiang ke tepi poer (S')

S' ≥ 1 D

S' ≥ 1 . 50 = 60 cm

$Maka\ pakai, S' = 1\ x\ D = 60\ cm$

Sehingga total lebar *pilecap* :

h = 3,5 m

b = 5,4 m

t = 1 m

2. Gaya yang Terjadi pada Pondasi

Gaya dalam akibat beban struktur atas akan diambil dari analisa struktur dengan program bantu ETABS sebagai berikut :

- Akibat beban tetap (1DL + 1LL)

  P = 1381.52 ton

  Mx = 1.02 ton.m

  My = -2.87 ton.m

  Vx = -0,31 ton

  Vy = 0,30 ton

  ΣMx = Mx + Vy . d

  = 1.32 ton.m

  ΣMy = My + Vx . d

  = -3.18 ton.m

- Akibat beban sementara arah x (1DL + 1LL + 1Ex)

  P = 854.04 ton

  Mx = 14.25 ton.m

  My = 318.07 ton.m

  Vx = -5,06 ton

Vy = 2,35 ton
ΣMx = Mx + Vy . d
= 16.60 ton.m
ΣMy = My + Vx . d
= 313.01 ton.m

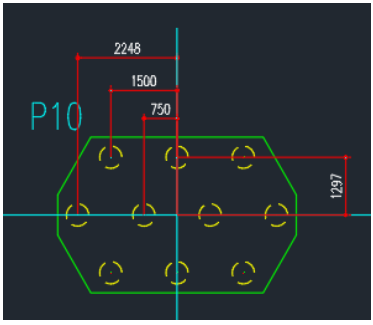
- Akibat beban sementara arah y (1DL + 1LL + 1Ey)
  P = 841.48 ton
  Mx = 9.94 ton.m
  My = 512.18 ton.m
  Vx = -1,97 ton
  Vy = 4,95 ton
  ΣMx = Mx + Vy . d
  = 9.94 ton.m
  ΣMy = My + Vx . d
  = 512.18 ton.m

3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Efisiensi

Berdasarkan "Analisa dan Desain Pondasi – Jilid 2 (Joseph E Bowles)", Perhitungan daya dukung poer berdasarkan efisiensi adalah sebagai berikut :

Metode Converce-Labarre

$$\eta = 1 - \left\{arctg\left(\frac{D}{S}\right)\left(\frac{(m-1).n+(n-1).m}{90.m.n}\right)\right\}$$



Gambar 5. 41 Jarak Tiang Pancang Pondasi Tipe IV

Dimana :
D = Diameter tiang pancang = 0,5 m

S = Jarak antar tiang pancang = 1,5 m
m = Jumlah baris tiang dalam grup = 3
n = Jumlah kolom tiang dalam grup = 10
Sehingga,

$$\eta = 1 - \left\{ arctg\left(\frac{0{,}5}{1.5}\right)\left(\frac{(3-1).10 + (10-1).3}{90.3.10}\right)\right\} = 0.679$$

P ijin kelompok $= \eta \times Pijin$
= 0.679 x 360,98 = 245.14 ton (beban gempa)

4. Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam Kelompok

Tabel 5. 29 Jarak Tiap Pancang Terhadap Titik Berat *Pilecap*

No	x	x^2	y	y^2
1	-1.5	2.25	1.297	1.682209
2	0	0	0,75	0,5625
3	1.5	2.25	1.297	1.682209
4	-2.248	5,053504	0	0
5	-0.75	0,5625	0	0
6	0.75	0,5625	0	0
7	2.248	5,053504	0	0
8	-1.5	2,25	-0,75	0,5625
9	0	0	-0,75	0,5625
10	1.5	2,25	-0,75	0,5625
	Σx2 =	20.232	Σy2 =	5.614

- **Perhitungan akibat beban tetap :**

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 \,.\, 1.297}{5.614} + \frac{-3.18 \,.-1.5}{20.232}$
= 138.22 ton < 245.14 ton (OK)

P2 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 \,.0.75}{5.614} + \frac{-3.18 \,.0}{20.232}$
= 138.18 ton < 245.14 ton (OK)

P3 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 \,.1.297}{5.614} + \frac{-3.18 \,.1.5}{20.232}$
= 138.19 ton < 245.14 ton (OK)

P4 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 \,.0}{5.614} + \frac{-3.18 \,..-2.248}{20.232}$
= 138.17 ton < 245.14 ton (OK)

P5 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .0}{5.614} + \frac{-3.18 ..-0.75}{20.232}$

$= 138.16$ ton < 245.14 ton (OK)

P6 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .0}{5.614} + \frac{-3.18 ..0.75}{20.232}$

$= 138.15$ ton < 245.14 ton (OK)

P7 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .0}{5.614} + \frac{-3.18 ..2.248}{20.232}$

$= 138.13$ ton < 245.14 ton (OK)

P8 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .-0.75}{5.614} + \frac{-3.18 ..-1.5}{20.232}$

$= 138.13$ ton < 245.14 ton (OK)

P9 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .-0.75}{5.614} + \frac{-3.18 ..0}{20.232}$

$= 138.12$ ton < 245.14 ton (OK)

P10 $= \frac{11381.52}{10} + \frac{1.32 .-0.75}{5.614} + \frac{-3.18 ..1.5}{20.232}$

$= 138.11$ ton < 245.14 ton (OK)

Perhitungan akibat beban sementara arah X :

P_{max} $= \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 1.297}{5.614} + \frac{313.01 \ . \ -2,25}{20.232}$

$= 84.94$ ton < 245.14 ton (OK)

P2 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 0.75}{5.614} + \frac{313.01 \ . \ 0}{20.232}$

$= 85.80$ ton < 245.14 ton (OK)

P3 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 1.297}{5.614} + \frac{313.01 \ . \ 1.5}{20.232}$

$= 87.23$ ton < 245.14 ton (OK)

P4 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 0}{5.614} + \frac{313.01 \ .-2.248}{20.232}$

$= 83.68$ ton < 245.14 ton (OK)

P5 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 0}{5.614} + \frac{313.01 \ .-0.75}{20.232}$

$= 84.83$ ton < 245.14 ton (OK)

P6 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 0}{5.614} + \frac{313.01 \ .0.75}{20.232}$

$= 85.98$ ton < 245.14 ton (OK)

P7 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ . \ 0}{5.614} + \frac{313.01 \ .2.248}{20.232}$

$= 87.12$ ton < 245.14 ton (OK)

P8 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ .-0.75}{5.614} + \frac{313.01 \ .-1.5}{20.232}$

$= 83.86$ ton < 245.14 ton (OK)

P9 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ .-0.75}{5.614} + \frac{313.01 \ .0}{20.232}$

$= 85.01$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P10 $= \frac{854.04}{10} + \frac{416.60 \ .-0.75}{5.614} + \frac{313.01 \ .1.5}{20.232}$

$= 86.16$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

Perhitungan akibat beban sementara arah Y :

$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x . y_{max}}{{y_i}^2} \pm \frac{M_y . x_{max}}{{x_i}^2}$

P1 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 1.297}{5.614} + \frac{512.8 \ .-1.5}{20.232}$

$= 86.43$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P2 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 0.75}{5.614} + \frac{512.8 \ .0}{20.232}$

$= 84.38$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P3 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 1.297}{5.614} + \frac{512.8 \ .1.5}{20.232}$

$= 82.68$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P4 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 0}{5.614} + \frac{512.8 \ .-2.248}{20.232}$

$= 86.96$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P5 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 0}{5.614} + \frac{512.8 \ .-0.75}{20.232}$

$= 85.09$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P6 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 0}{5.614} + \frac{512.8 \ .0.75}{20.232}$

$= 83.21$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P7 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ . \ 0}{5.614} + \frac{512.8 \ .2.248}{20.232}$

$= 81.34$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P8 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ .-0.75}{5.614} + \frac{512.8 \ .-1.5}{20.232}$

$= 85.79$ton $<$ 245.14 ton (OK)

P9 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ .-0.75}{5.614} + \frac{512.8 \ .0}{20.232}$

$= 83.91$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

P10 $= \frac{841.48}{10} - \frac{9.94 \ .-0.75}{5.614} + \frac{512.8 \ .1.5}{20.232}$

$= 82.03$ ton $<$ 245.14 ton (OK)

Geser Pons satu arah akibat kolom

Apabila digunakan tulangan D25 untuk tulangan lentur:

d = t_{pile} – $t_{decking}$ – D - D / 2

d = 1500 mm – 75 mm – 25 mm - 25 mm / 2

d = 1387.5 mm (Arah X)

d = h – t – diameter tul. poer – diameter tul. poer / 2

d = 1150 mm – 75 mm – 29 mm – 29 mm / 2

d = 1031.5 mm (Arah Y)

Didapatkan dari program bantu ETABS, beban terpusat terbesar kolom akibat beban terfaktor (1DL + 1LL + 1EY):
Beban aksial kolom = 1884.46 ton
Luas *pile cap* = 18.9 m^2.

Qu $= \frac{Pu}{b.h} = \frac{1884.46\ ton}{18.9\ m^2} = 99.706 \frac{ton}{m^2} = 0.997\ N/mm^2$

<u>Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah x)</u>

Vu = Qu x b x Lx'

L'x = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d
= (0,5 . 3500 mm) – (0,5 . 700 mm) – 1387,5 mm
= 13 mm

Vu_x = 0.997 x 35400 x 13
= 436217.7 N

<u>Gaya geser yang mampu dipikul beton, Vc (arah x)</u>

Vc $= 0{,}17.\sqrt{fc'}.b.d$
$= 0{,}17.\sqrt{35}.2400\ mm\ .1387{,}5\ mm$
= 4884093.616 N

Φ Vc = 3663070.212 N > Vu = 436217.7 N
(memenuhi)

<u>Gaya geser yang terjadi pada poer, Vu (arah y)</u>

Vu = Qu x b x Ly'

L'y = (0,5 . b_{poer}) – (0,5 . b_{kolom}) – d
= (0,594 . 3000 mm) – (0,5 . 1300 mm) – 1031,5 mm
= -181.5 mm

Dalam kontrol geser pons satu arah didapati bahwa nilai lengan *pilecap* pada arah Y adalah negative, dengan demikian geser pons pada *pilecap* tidak terdapat geser pons satu arah.

<u>Geser Pons Dua Arah Akibat Kolom dan Tiang Pancang</u>

Menghitung gaya geser dua arah yang terjadi pada poer, Vu :

At = (b_{poer} . h_{poer}) – [(b_{kolom} + d) x (h_{kolom} + d)]
= (3500 mm . 3500 mm) – [(700 mm + 1387,5 mm) x (700 mm + 1387,5 mm)]
= 7892343.75 mm^2

Vu = Qu . At
= 0.997 N/mm^2 . 7892343.75 mm^2
= 7869198.721 N
= 7869.198 kN

Geser Dua Arah Akibat Tiang Pancang

Diketahui beban terpusat terbesar tiang pancang yakni :

Pu = 1884.46 ton

Qu = $\frac{Pu}{b.h} = \frac{1884.46 ton}{(3{,}5\ x\ 5.4)\ m^2}$ = 99.706 ton/m^2 = 0.997 N/mm^2

Menghitung gaya geser dua arah yag terjadi di pile cap

At = (b_{poer} . h_{poer}) - (n x A_{tiang})

At = 0

Vu =Qu x At

Vu =1.076 x 4189203.673

Vu = 0

Maka untuk nilai Vu yang dipakai adalah yang terbesar diantara Vu akibat kolom dan Vu akibat tiang pancang, diambil Vu sebesar = 7869.198 kN.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.11.2.1 (a), (b), dan (c), untuk perencanaan plat atau pondasi telapak aksi dua arah, nilai Vc harus memenuhi persamaan berikut dengan mengambil nilai Vc terkecil:

- $Vc = 0{,}17\ x\ \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

Dimana:

B = rasio dari sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom

β = 700 mm / 700 mm = 1

bo = keliling dari penampang kritis

= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d

= 2. (700 mm + 700 mm) + 4 . 1387,5 mm

= 8350 mm (arah x)

bo = keliling dari penampang kritis

= 2 . (b kolom + h kolom) + 4 d

= 2. (1300 mm + 1300 mm) + 4 . 1031,5 mm

= 4131.2 mm (arah y)

λ = 1 (Untuk beton normal)

fc' = 35 MPa

Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{35} MPa. 8350\ mm. 1387{,}5 mm$

= 34956.1557 kN (arah x)

Vc = $0{,}17\left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{24{,}9} MPa. 4247.2\ mm. 1031{,}5 mm$

= 10844.64407 kN (arah y)

- $Vc = 0{,}083\ x\ \left(2 + \frac{a_s\ x\ d}{b_o}\right)\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

Dimana:

αs = 40 (untuk kolom tengah)
αs = 30 (untuk kolom tepi)
αs = 20 (untuk kolom sudut)
Maka :

Vc = $0{,}083\left(\frac{40\times1387{,}5}{8350}+2\right)1\sqrt{35}\,.8350\ \ mm.1387{,}5\ mm$

Vc = 49190.62085 kN (arah x)

Vc = $0{,}083\left(\frac{30\times981{,}5}{3931.2}+2\right)1\sqrt{24{,}9}\,.4247.2\ \ mm.1031{,}5mm$

Vc = 16849.123 kN (arah y)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 8350 .1387,5 . $\sqrt{35}$

  Vc = 22618.68901 kN (arah x)

- $Vc = 0{,}33\ x\ \lambda\ x\ b_o\ x\ d\ x\ \sqrt{fc'}$

  Vc = 0,33 .1 . 4247.2 . 1031,5 . $\sqrt{24{,}9}$

  Vc = 7214.156 kN (arah y)

Maka dipakai yang terkecil dari 3 persamaan tersebut, sehingga dipakai nilai Vc = 22618.68901 kN

Vu = 7869.198 kN < ϕVc = 16964.01675 kN **(OK)**

5. Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap*

Pada perencanaan tulangan lentur pada *pilecap*, nantinya *pilecap* diasumsikan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebeani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri *pilecap.*

Diketahui:

b *pilecap* = 3500 mm
h *pilecap* = 5400 mm
t *pilecap* = 1500 mm
Selimut beton = 75 mm

Diameter tulangan lentur = 25 mm
dx = 1000 mm – 75 mm – 25 mm / 2 = 912,5 mm
dy = 1000 mm – 75 mm – 25 mm – 25 mm / 2 = 887,5 mm

Penulangan *pile cap* arah X

Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:

b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (3,5 m – (0,5 . 3,5 m + 0,5 . 0,7 m) = 1,4 m
b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 1,4 m – 0,6 m = 0.8 m
Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau

= 2,4 t/m^3 x 3,5 m x 1,5 m x 1,4 m = 17.61 ton
Pu = 245.14 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)
Mu = - Mp + Mq
Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x b1^2)
Mu = -(259.31 x 0,25) + (0.5 x 7,331 x 0.85^2)
Mu = 178.855 ton.m
Mu = 1788550508 N.mm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{1788550508}{0{,}8 \text{ x } 3500 \text{ x } 912{,}5^2} = 0.767\ mPa$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0{,}85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ .\ Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13{,}781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13{,}781\ .\ 0{,}767}{410}}\right) = 0.00189$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{410} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359
$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 . 1000 mm . 912,5 mm = 3115.853659 mm^2
Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :
Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3115.8536\ .3900}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**
Maka digunakan **D 25-100.**
Penulangan *pile cap* arah Y
Diketahui nilai untuk jarak-jarak sebagai berikut:
b1 = jarak dari ujung *pilecap* ke tepi kolom
= (5.4 m – (0,5 .5.4 m + 0,5 . 0,7 m) = 2.35 m
b2 = jarak dari as tiang pancang ke tepi kolom
= 2.35 – 0,6 = 1.75 m
Qu = berat *pilecap* pada daerah yang ditinjau
= 2,4 t/m^3 x 3.5 m x 1.5 m x 2.35 m = 29,560 ton

Pu = 245.14 ton (gaya terbesar pada tiang pancang)
Mu = - Mp + Mq
Mu = -(P x b2) + (0.5 x qu x $b1^2$)
Mu = -(245.14 x 1.75) + (0.5 x 29,560 x 2.35^2)
Mu = 347.373 ton.m
Mu = 3473738026 Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi \text{ B } d^2} = \frac{3473738026}{0{,}8 \text{ x } 5.4 \text{ x } 887.5^2} = 0.961 \frac{N}{mm^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ x\ f_c'} = \frac{410}{0{,}85\ x\ 35} = 13.781$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m\ .\ Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{13.781}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13.781\ .\ 0.961}{390}}\right) = 0.00238$$

$$\rho_{minimum} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}003589744$$

Dikarenakan $\rho < \rho_{minimum}$ maka digunakan $\rho_{minimum}$ = 0,00359
$A_s = \rho$. b . d = 0,00359 . 1000 mm . 887,5 mm = 3030.4878 mm^2
Maka pada *pilecap* tulangan lentur direncakan sebagai berikut :
Diameter tulangan = D 25 - 100

$$A_{s\ tulangan} = \frac{A_{s\ perlu}\ .b}{s} = \frac{3115.8536\ .3900}{100} = 4908.7385\ mm^2$$

Sehingga $As_{tulangan} > As_{perlu}$ **(OK)**
Maka digunakan **D 25-100.**

BAB VI
METODE PELAKSANAAN

6.1 Umum

Pada bab ini akan menjelaskan langkah perhitungan metode pelaksanaan Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya yang telah dimodifikasi menggunakan konstruksi baja dengan sistem strukturnya memakai FVD agar memenuhi kriteria sesuai fungsi dan kelayakan yang dibutuhkan serta mempermudah dalam pelaksanaan bangunan gedung tersebut.

6.2 Perencanaan Alur Pekerjaan

Perencanaan alur pekerjaan perlu diperhitungkan agar dalam pelaksanaan pembangunan dapat runtut dan sesuai dengan perencanaan yang telah dibuat. alur pekerjaan dalam pelaksanaan Gedung 4 Universitas Ciputra Surabaya yang telah dimodifikasi menggunakan konstruksi baja dengan sistem struktur memakai FVD sebagai berikut :

6.3.1 Pekerjaan Pemasangan Kolom

Pekerjaan pemasangan kolom pada gedung yang ditinjau terdiri dari pekerjaan loading, dan pekerjaan penyambungan kolom. Langkah-langkah pekerjaan pemasangan kolom pada gedung yang ditinjau sebagai berikut :

a. Mempersiapkan kolom yang akan dipasang serta baut dan pelat sambung serta mempersiapkan alat K3 untuk tukang yang melakukan penyambungan.
b. Kolom diangkat menggunakan tower crane pada titik pemasangan yang telah ditentukan. kolom dikaitkan dengan hook pada tower crane. Untuk gambaran pengangkatan tower crane dapat dilihat pada gambar berikut
c. Setelah tepat diatas titik yang diinginkan, dilakukan proses penyambungan menggunakan wrench yang telah dikaitkan dengan torque wrench hingga dapat dikatakan kencang. Untuk gambaran penyambungan dapat dilihat pada gambar berikut:
d. Setelah itu dilakukan pengecekan kelurusan dari kolom yang dipasang dengan alat bantu waterpas. Apabila belum lurus

maka dilakukan pengencangan baut atau pengendoran baut hingga lurus. Untuk gambaran pengecekan kelurusan dapat dilhat pada gambar berikut:

e. Setelah dilakukan pemasangan kolom, tukang yang telah diberi kelengkapan K3 melakukan pelepasan hook pada tower crane.

6.3.2 Pekerjaan Pemasangan Balok

Pekerjaan pemasangan balok pada gedung yang ditinjau terdiri dari pekerjaan loading, pekerjaan penyambungan balok induk-kolom, dan pekerjaan penyambungan balok anak-balok induk. Langkah-langkah pekerjaan pemasangan balok pada gedung yang ditinjau sebagai berikut

a. Mempersiapkan balok yang akan dipasang dan baut serta mempersiapkan alat K3 untuk tukang yang melakukan penyambungan.
b. Balok diangkat menggunakan tower crane pada titik pemasangan yang telah ditentukan. Balok dikaitkan dengan hook pada tower crane. Untuk gambaran pengangkatan balok baja dapat dilihat pada gambar berikut:
c. Setelah tepat diatas titik yang diinginkan, dilakukan proses penyambungan menggunakan wrench yang telah dikaitkan dengan torque wrench hingga dapat dikatakan kencang. Untuk gambaran penyambungan balok dapat dilihat pada gambar berikut:
d. Setelah itu dilakukan pengecekan kelurusan dari balok yang dipasang dengan alat bantu waterpas. Apabila belum lurus maka dilakukan pengencangan baut atau pengendoran baut hingga lurus.
b. Setelah dilakukan pemasangan balok, tukang yang telah diberi kelengkapan K3 melakukan pelepasan hook pada tower crane

6.3.3 Pekerjaan Pelat Lantai

Pekerjaan pelat lantai pada gedung yang ditinjau terdiri dari pekerjaan pemasangan bondek, pekerjaan penulangan dan pekerjaan pengecoran. Langkah-langkah pekerjaan pemasangan balok pada gedung yang ditinjau sebagai berikut :

a. Memasang bondek pada balok induk melintang menggunakan shear connector. Setelah itu dilakukan pengecekan kelurusan menggunakan waterpas. Untuk gambaran pemasangan bondek dapat dilihat pada gambar berikut:
b. Setelah itu dilakukan pemberian beton tahu sesuai dengan jarak antar dasar bondek dengan tulangan negatif. Setelah diberi beton tahu, tulangan negatif ditaruh diatasnya. Untuk gambaran peletakan tulangan negatif dapat dilihat pada gambar berikut:
c. Setelah itu dibuat bekisting tepi sesuai dengan ketebalan pelat yang telah direncanakan dan dilakukan pengecekan kelurusannya. Untuk gambaran pemasangan bekisting tepi sebagai berikut:
d. Setelah itu dilakukan pekerjaan pengecoran. sebelum dilakukan pengecoran, dilakukan pembersihan area pengecoran dari material yang tidak digunakan. Setelah pembersihan dilakukan pengecekan slump. Setelah nilai slump masuk, diambil 4 sample silender untuk dilakukan pengujian tekan di laboratorium. Setelah itu dilakukan pengecoran pelat lantai dengan bantuan mixer truk dan buket yang diangkat 222 menggunakan tower crane diikuti pengrojokan menggunakan vibrator.
e. Setelah itu dilakukan perataan pelat lantai menggunakan trowel.
f. Setelah nilai kekuatan tekan dari pelat lantai lebih dari hasil pengujian tekan di laboratorium maka bekisting dapat dilepas.

6.3.4 Pekerjaan Pemasangan FVD

Pemasangan *fluid viscous damper* terdiri dari beberapa item pekerjaan yakni pengeboran, pemasangan baut angkur, pelat landas, *bracing*, dan FVD. Metode perkuatan ini dapat dilaksanakan pada bangunan yang sudah berdiri, karena pelaksanaaannya tidak merusak struktur utama dan hanya membuat lubang kecil untuk dipasang angkur. Berikut langkah langkah pemasangannya.

1. Fabrikasi Profil Baja HSS bulat.

Profil baja dipotong sesuai gambar perencanaan dan disambung dengan las menggunakan pelat baja.

Gambar 6. 1 Pemotongan Profil Baja PSB Bulat

2. Fabrikasi Pelat Baja dan *Baseplate.*
   Pelat baja setebal 10 mm dipotong sesuai dengan gambar perencanaan, kemudian dilas dan disatukan dengan *baseplate*.

Gambar 6. 2 Pengelasan Sambungan Baseplate

3. Pengeboran pada Kolom CFT dan Balok.
   Pengeboran menggunakan alat bor dengan ukuran mata bor diameter 20 mm sesuai dengan ukuran baut. Jumlah dan jarak lubang sesuai dengan gambar perencanaan pada *baseplate*.
4. Membersihkan Debu pada Lubang Beton.

Untuk hasil perekat yang maksimal, lubang beton harus bersih dari debu dan kotoran, oleh karena itu dilakukan pembersihan menggunakan *vacuum cleaner*.

Gambar 6. 3 Pembersihan Lubang Untuk Angkur

5. Isikan Bahan Perekat (*Chemical Anchor*) pada Lubang Beton. Lubang beton diisi setinggi 2/3 dari kedalaman lubang, dan di isi secara perlahan dan merata agar mendapat hasil maksimal.
6. Pasang Baut Angkur.
   Setelah lubang terisi perekat, segera pasang baut angkur dengan cara diputar perlahan searah jarum jam hingga mencapai dasar lubang agar perekat dapat merekat sempurna pada beton dan baut angkur.

Gambar 6. 4 Pemasangan Baut Angkur

7. Pasang *Baseplate*.

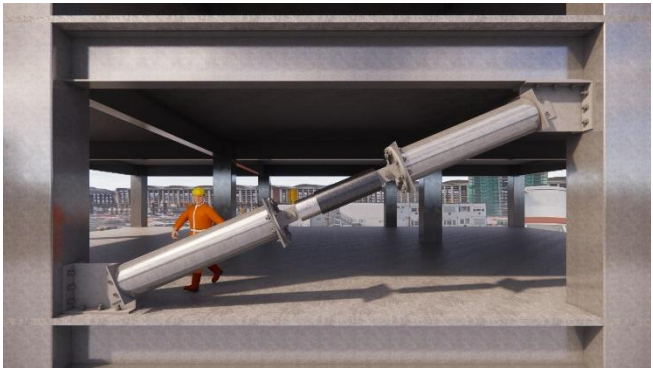
Baseplate dipasang presisi dan sejajar sesuai baut angkur,

Gambar 6. 5 Pemasangan Baseplate

kemudian pasang mur dan kencangkan.

8. Pasang Profil Baja PSB Bulat ke *Baseplate*.
   Pemasangan profil baja HSS bulat ke *baseplate* dipasang presisi dan sejajar sesuai gambar perencanaan, kemudian pasang baut mur dan kencangkan.

Gambar 6. 6 Pemasangan Profil Baja HSS Bulat



Gambar 6. 7 Pemasangan FVD ke Profil HSS Bulat

9. Pasang FVD ke Profil Baja HSS Bulat.
   Pemasangan FVD ke profil baja PSB bulat dipasang presisi dan sejajar sesuai gambar perencanaan, kemudian pasang baut mur dan kencangkan.

BAB VII
KESIMPULAN

7.1 Hasil Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan struktur sekunder.
   a. Pelat lantai menggunakan bondek dari "Lysaght Bondek" setebal 0,75 dengan shear connector D-19 mm dan tebal pelat beton 90 mm dengan mutu f'c 35 MPa.Tulangan yang digunakan berdiameter Ø10mm-200 dan tulangsan susut Ø8-300 dengan mutu tulangan U24.
   b. Dimensi balok anak yang digunakan adalah WF .300.175.6.9
   c. Dimensi balok kantilever yang digunakan adalah WF .300.150.6.9
   d. Dimensi balok penggantung lift menggunakan WF 300.175.6.9
   e. Dimensi balok tangga yang digunakan adalah WF 250.125.6.9 dan tebal pelat tangga 90 mm.Dimensi balok bordes yang digunakan adalah WF 250.120.6.9 dengan tebal pelat bordes 90 mm.
2. Hasil analisa struktur tanpa sistem struktur FVD dan dengan FVD sebagai berikut :
   a. Berat struktur bangunan tanpa FVD relatif lebih ringan yaitu sebesar 75412,27 kN daripada struktur beton bertulang yag memiliki berat 120851,63 kN.
   b. Periode getar fundamental dari struktur baja dengan tambahan sistem strukturs FVD lebih pendek yaitu sebesar 3,06 detik sedangkan gedung baja tanpa FVD 4,94 detik.
   c. Struktur dengan tambahan FVD relatif lebih kecil sebesar 3636,55 kN dan struktur bangunan baja tanpa adanya sistem struktur (*open frame*) sebesar 5827,37 kN.

d. Simpangan maksimum yang terjadi pada struktur dengan tambahan FVD yang terjadi searah sumbu x sebesar 11,72 mm dan searah sumbu y sebesar 11,94 mm.Sedangkan , Simpangan maksimum yang terjadi pada struktur beton yang terjadi searah sumbu x sebesar 28,07 mm dan searah sumbu y sebesar 24,61 mm

3. Hasil perhitungan struktur primer sebagai berikut :
   a. Bressing yang digunakan untuk menyambungkan FVD ke kolom adalah PSB 300.300.11.17
   b. Kolom yang digunakan adalah CFT 700.700.40 untuk lantai 1-10, CFT 700.700.36 untuk lantai 11-20, dan CFT 550.550.36 untul lantai 21-24
   c. Balok utama dilu menggunakan profil WF 700.300.13.24 dan WF 600.300.12.20
4. Hasil perhitungan sambungan sebagai berikut :
   a. Sambungan pada balok anak menggunakan sambungan tipe geser dengan menggunakan 2 baut A325 M16 dengan siku penyambung L80.80.10.
   b. Sambungan pada balok tangga menggunakan sambungan tipe geser dengan 2 baut A325 M16 dengan siku L 80x80x10 dan sambungan balok tangga dengan kolom menggunakan angkur diameter 8 mm dengan pelat sambung tebal 10 mm
   c. Sambungan balok WF 600.300.12.20 dengan kolom CFT 700x700x40 menggunakan sambungan extended end-plate dengan 8 baut ASTM A490 M36 dan tebal pelat sambung 18 mm. Sambungan balok WF 700.300.13.24 dengan kolom CFT 700x700x40 menggunakan sambungan extended end-plate dengan 8 baut ASTM A490 M36 dan tebal pelat sambung 15 mm.
   d. Sambungan antar kolom menggunakan 16 Baut ASTM A490 M28 dengan tebal pelat penyambung sebesar 15 mm f. Base plate menggunakan pelat dengan ukuran 800x800x60 dengan 20 baut ASTM A490 M28 dan las E60xx untuk menghubungkan base plate dengan kolom baja

7.2 Saran

Penulisan Tugas Akhir ini masih belum dikatakan sempurna karena masih banyak kekurangan di dalamnya. Saran dari penulis untuk kemajuan penulisan Tugas Akhir berikutnya adalah :

2. Diperlukan studi literatur lebih lanjut untuk sistem struktur gedumg dengan *Fluid Viscous Damper*
3. Ditambahkan analisis dinamik nonlinear agar hasil kinerja bangunan lebih akurat.
4. Proses running statik nonlinear membutuhkan waktu yang lama, maka diperlukan perangkat yang lebih canggih.

“*Halaman ini sengaja dikosongkan”*

DAFTAR PUSTAKA

Anil K. Chopra, (1995). *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, New Jersey

BSN, Badan Standarisasi Nasional (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019)*. Jakarta.

BSN, Badan Standarisasi Nasional (2019). *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019)*. Jakarta.

BSN, Badan Standarisasi Nasional (2020). *Persyaratan Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020)*. Jakarta.

Dewobroto, W. (2016). *Struktur Baja : Perilaku, Analisis & Desain - AISC 2010*. Jakarta: Jurusan Teknik Sipil UPH.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. New York: McGraw Hill.

ACI 318M-14, 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete.* Michigan: American Concrete Institute.

AISC 360-16, 2016. *Spesification for Structural Steel Buildings.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

SNI 1729, 2020. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional Indonesia.

SNI 7972, 2020. *Sambungan Terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja Pada Aplikasi Seismik.* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional Indonesia.

SNI 7860, 2020. *Ketentuan Seismik Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional Indonesia.

BIODATA PENULIS

Penulis bernama lengkap Nydowaza Adityatama. Lahir di Jakarta pada tanggal 2 September 1999. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SMA Negeri 3 Jakarta. Setelah lulus SMA pada tahun 2017, penulis mengikuti ujian masuk Diploma IV ITS dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, terdaftar dengan NRP 10111710010106. Penulis merupakan anak kedua dari pasangan Wahyu Widiatmoko dan Eva Zaleha.

Penulis juga pernah aktif dalam kegiatan kemahasiswaan sebagai stadd dalam Departemen Eksternal MUSIK ITS 2017-2018 dan Wakil Ketua Departemen Eksternal MUSIK ITS 2018-2019. Selain itu pada tahun 2020 penulis mencari pengalaman dalam dunia kerja dengan melaksanakan Kerja Praktek di PT. WIKA Gedung Tbk. pada proyek pembanguna Gedung Telkomgroup Surabaya. Untuk menyelesaikan studi Sarjana Terapan, penulis mengambil topik struktur dengan Judul : "Desain Alternatif Gedung 4 Universitas Ciputra Menggunakan Konstruksi Baja Dengan Sistem *Fluid Viscous Damper (*FVD)". Penulis dapat dihubungi via email : wazaadityatama@gmail.com

LAMPIRAN