



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG 57 PROMENADE MENGGUNAKAN  
STRUKTUR KOMPOSIT CONCRETE-FILLED TUBE  
DENGAN SISTEM RANGKA GANDA BERPENGAKU  
BRESING EKSENTRIS**

LINGGA MAHESA PRAYUKO  
NRP. 03111540000146

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

Dosen Pembimbing II  
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019





TUGAS AKHIR (RC18-4803)

LINGGA MAHESA PRAYUKO  
NRP. 0311154000146

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

Dosen Pembimbing II  
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan.



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**DESIGN MODIFICATION OF 57 PROMENADE  
BUILDING STRUCTURE USING COMPOSITE  
STRUCTURE CONCRETE-FILLED TUBE WITH  
DUAL SYSTEM ECCENTRICALLY BRACED  
FRAME (EBF)**

LINGGA MAHESA PRAYUKO  
NRP. 0311154000146

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

Academic Supervisor II  
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan.

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG 57  
PROMENADE MENGGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT CONCRETE-FILLED TUBE DENGAN  
SISTEM RANGKA GANDA BERPENGAKU BRESING  
EKSENTRIS**

**TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada  
Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, Dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh :  
LINGGA MAHESA PRAYUKO  
NRP. 0311154000146**

Disetujui oleh tim pembimbing tugas akhir :

1. Budi Suswanto, ST., MT., PhD .....)
2. Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT .....)

**SURABAYA  
JULI, 2019**

Halaman ini sengaja dikosongkan.



**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG 57  
PROMENADE MENGGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT CONCRETE-FILLED TUBE DENGAN  
SISTEM RANGKA GANDA BERPENGAKU BRESING  
EKSENTRIS**

**Nama Mahasiswa** : Lingga Mahesa Prayuko  
**NRP** : 03111540000146  
**Departemen** : Teknik Sipil, FTSLK ITS  
**Dosen Pembimbing** : 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.  
2. Anienhita Rizki Amalia, ST., MT.

**ABSTRAK**

*Salah satu cara perkuatan gedung untuk melindungi struktur dari gaya gempa adalah menggunakan bresing. Bresing merupakan pengaku pada struktur dan berfungsi sebagai elemen yang terdisipasi ketika terjadi gempa. Dengan memanfaatkan konsep sistem rangka ganda, bresing di desain untuk dapat menahan beban gempa sebesar 75% dan sisanya ke elemen struktur lain. Oleh karena itu, ketika gempa terjadi bresing ini yang akan pertama menahan, khususnya link. Yaitu bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing.*

*Fifty Seven Promenade merupakan mixed used building. Dalam tugas ini, dimodifikasi perencanaan pada Gedung City57 pada blok Fifty Seven Promenade, Kebon Melati, Jakarta. Struktur gedung yang memiliki 24 lantai ini menggunakan struktur beton bertulang dan sistem penahan gempa dinding geser beton.*

*Dalam tugas akhir ini dilakukan modifikasi perencanaan ulang menggunakan bresing berpengaku eksentris dengan Concrete Filled Steel Tube (CFT). CFT merupakan kolom komposit antara baja beton. dengan memanfaatkan kelebihan dua material yang berbeda ini, penampang yang digunakan dapat lebih ekonomis dan efisien.*

*Telah dilakukan perencanaan struktur gedung menggunakan komposit baja-beton Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-201X, SNI 1727-2013.*

***Kata Kunci : SRBE, Struktur Komposit, Link, CFT***

**STRUCTURE DESIGN MODIFICATION OF 57  
PROMENADE BUILDING USING CONCRETE-FILLED  
STEEL TUBE COMPOSITE STRUCTURE WITH DUAL  
SISTEM AND ECCENTRICALLY BRACED FRAME**

**Students name** : Lingga Mahesa Prayuko  
**Students Number** : 03111540000146  
**Department** : Civil Engineering, FTSLK ITS  
**Academic Supervisor** : 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.  
2. Aniendhita Rizki Amalia, ST. MT.

**ABSTRACT**

*One way to strengthen buildings to protect building structures from earthquake forces is using bracing. Bracing is a stiffener in the structure and functions as an element to dissipate when an earthquake occurs. By utilizing the concept of a dual frame system, bracing is designed to be able to withstand earthquake loads of 75% and the rest to other structural elements. Therefore, when an earthquake occurs bracing is the first to hold, especially the link element. It is the part of the beam structural element formed by the intersection of the beam and bracing.*

*Fifty Seven Promenade is an apartment building. In this final project, the structure design was modified at City57 Building on the Fifty Seven Promenade block, Kebon Melati, Jakarta. The existing structure of the building has 25 floors uses reinforced concrete structures and concrete core walls.*

*In this final project, a modification of structure design using eccentric braced frame with Concrete Filled Steel Tube (CFT) was used for the building. CFT is a composite column between concrete steel. by utilizing the advantages of these two different materials, the cross section used can be potentially more economical and efficient.*

*Building structure design modification has been carried out using concrete-steel composite Eccentric Braced Frame*

*System (EBFs) that meets structural safety requirements based on SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, SNI 1726-201X, SNI 1727-2013.*

***Key word : EBF, Composite Structure, Link, CFT***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat tuhan yang maha esa, karena berkat rahmat dan karuniaNya yang melimpah, penulis dapat menyelesaikan penyusunan tugas akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 Promenade Menggunakan Struktur Komposit Concrete-Filled Tube Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris”.

Dalam proses penyelesaian dan pengerjaan tugas akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan, dan dorongan baik secara langsung maupun tidak langsung dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan Terimakasih yang sedalam – dalamnya kepada :

1. Keluarga penulis, terutama ayah, ibu, kakak dan adik yang telah banyak mendukung saya yang tengah berjuang menyelesaikan studi S1 teknik sipil ini.
2. Bpk. Budi Suswanto, ST., MT., PhD. Dan Ibu Aniendhita Rizki Amalia, ST. MT selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah membimbing penulis melewati segala rintangan yang dialami dalam menyusun tugas akhir ini.
3. Seluruh dosen tenaga pendidik di Departemen Teknik Sipil dan seluruh lingkup ITS yang telah memberikan ilmu dan membantu kelancaran perjalanan saya selama masa perkuliahan.
4. Arvida Novia Rahmatika sebagai mahasiswa di Departemen Teknik Sipil ITS dan juga teman dekat saya yang telah membantu banyak dan menyemangati menulis dalam proses perkuliahan hingga pengerjaan tugas akhir ini.
5. Kelompok belajar ETSEAS yang telah banyak membantu penulis dalam hal akademik sejak semester 2 hingga tugas akhir ini diselesaikan.
6. Departemen Khusus periode 2017 – 2018 yang telah memberikan pengalaman organisasi yang luar biasa dan dukungan kepada penulis.

7. Teman – teman terdekat saya di masa perkuliahan, Fauzan M Ramadhan, Made Adhitya Yasa, Ganggas Karindra, Fauzan Bariza, Ananda Putra P, Michael A. Damanik, dan Ilmansyah Fazrul dalam menemani hari – hari melalui kegiatan diselingi canda dan tawa.
8. Angkatan S58 (KOPASUS) yang juga selalu mendukung rekan – rekan satu angkatannya tiada henti.
9. Seluruh keluarga dan teman – teman Departemen Teknik Sipil yang selalu memberikan motivasi dan bantuan selama penulis melewati masa perkuliahan.
10. Segala pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu. Baik secara langsung maupun tidak langsung telah membantu, menasehati, dan menginspirasi penulis hingga dapat menjadi seorang sarjana teknik.

Namun tentunya penulis menyadari bahwa adanya ketidaksempurnaan dari tugas akhir ini. Maka dari itu penulis sangat terbuka terhadap kritik dan saran yang membangun dalam rangka penyempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap bahwa proposal tugas akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun untuk pembaca.

Surabaya, 25 Juli 2019

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK.....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>vii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xii</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xvi</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Rumusan Masalah.....	2
1.2.1    Permasalahan Utama .....	2
1.2.2    Rincian Permasalahan .....	2
1.3    Tujuan .....	3
1.3.1    Tujuan Umum .....	3
1.3.2    Tujuan Khusus .....	3
1.4    Batasan Masalah .....	4
1.5    Manfaat .....	4
<b>BAB II. TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>5</b>
2.1    Gempa Bumi .....	5
2.2    Struktur Tahan Gempa.....	5
2.3    Eccentrically Braced Frames (EBFs) / Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE).....	6
2.4    Struktur Komposit.....	8
2.4.1    Kolom Komposit.....	8
2.4.2    Balok Komposit .....	11
2.5    Pondasi.....	12
<b>BAB III. METODOLOGI.....</b>	<b>17</b>
3.1    Umum .....	17
3.2    Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	17
3.3    Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir .....	18
3.3.1    Pengumpulan Data dan Studi Literatur .....	19
3.3.2    Desain Awal (Preliminary Design) .....	19
3.3.3    Pembebanan .....	20
3.3.4    Perencanaan Struktur Sekunder.....	32
3.3.5    Permodelan dan Analisa Struktur Primer .....	33
3.3.6    Kontrol Desain .....	33
3.3.7    Kontrol Desain Perencanaan Struktur Utama.....	34
3.3.8    Perencanaan Link.....	44

3.3.9	Perencanaan Sambungan.....	46
3.3.10	Perencanaan Base Plate .....	47
3.3.11	Perencanaan Struktur Bawah.....	49
3.3.12	Gambar Teknik.....	54
<b>BAB IV. HASIL DAN PERENCANAAN.....</b>		<b>57</b>
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder .....	57
4.1.1	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung .....	57
4.1.2	Perencanaan Balok Anak .....	61
4.1.3	Perencanaan Balok Lift .....	68
4.1.4	Perencanaan Tangga.....	73
4.2	Permodelan Struktur .....	86
4.2.1	Penjelasan Umum.....	86
4.2.2	Pembebanan struktur utama .....	87
4.2.3	Pembebanan gempa dinamis .....	101
4.2.4	Kombinasi pembebanan .....	104
4.2.5	Kontrol desain .....	105
4.3	Perhitungan struktur primer .....	115
4.3.1	Perencanaan link .....	115
4.3.2	Perencanaan balok luar link .....	122
4.3.3	Perencanaan bresing .....	129
4.3.4	Perencanaan Balok Induk.....	136
4.3.5	Perencanaan Kolom Komposit Concrete Filled Steel Tube (CFT).....	152
4.4	Perencanaan Sambungan .....	158
4.4.1	Sambungan balok induk dengan balok anak .....	158
4.4.2	Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu bordes .....	163
4.4.3	Sambungan balok penumpu bordes dengan kolom .....	168
4.4.4	Sambungan balok induk dengan balok induk.....	172
4.4.5	Sambungan balok utama tangga dan balok penumpu tangga .....	177
4.4.6	Sambungan antar kolom.....	181
4.4.7	Sambungan bresing .....	183
4.4.8	Sambungan Link .....	193
4.4.9	Sambungan balok induk dengan kolom .....	202
4.4.10	Perencanaan baseplate.....	209
4.5	Perencanaan struktur bawah .....	217
4.5.1	Perencanaan dinding penahan tanah.....	217



4.5.2	Perencanaan Basement .....	220
4.5.3	Perencanaan Pondasi .....	225
4.5.4	Desain tiang pancang tunggal dan kelompok .....	227
4.5.5	Perencanaan Desain Poer .....	245
4.5.6	Perencanaan kolom pedestal .....	258
4.5.7	Perencanaan sloof.....	263
<b>BAB V.</b>	<b>PENUTUP.....</b>	<b>273</b>
5.1	Kesimpulan .....	273
5.2	Saran .....	275
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>		<b>276</b>

Halaman ini sengaja di kosongkan.

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Konfigurasi EBF dan mekanisme plastis (Sumber : A Review of Research on Steel EBFs, Kazemzadeh, 2017) .....	7
Gambar 2. 2 Free body diagram segmen link (Kazemzadeh, 2017) .....	7
Gambar 2. 3 Jenis kolom komposit (State of The Art Report on Steel-Concrete Composite Columns, Shanmugam. 2001) .....	10
Gambar 2. 4 Balok Baja Selubung Beton (Sumber : Isdarmanu & Marwan, 2006) .....	12
Gambar 2. 5 Jenis Pondasi Dangkal (Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa. 1984) .....	14
Gambar 2. 6 Jenis Pondasi Dalam (Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1984) .....	15
Gambar 3. 1 Diagram alir tugas akhir .....	18
Gambar 3. 2 Peta Spektra Indonesia 0.2 detik (Sumber : SNI 1726 – 201X).....	26
Gambar 3. 3 Peta Spektra Indonesia 1 detik (Sumber : SNI 1726 – 201X).....	26
Gambar 3. 4 Ilustrasi Simpangan Antar Tingkat.....	34
Gambar 3. 5 Penampang Base Plate.....	48
Gambar 3. 6 Penampang Kritis Pada Pondasi .....	53
Gambar 4. 1 Pelat lantai atap yang ditinjau.....	57
Gambar 4. 2 Pelat lantai apartemen.....	59
Gambar 4. 3 Balok anak lantai atap .....	62
Gambar 4. 4 Balok anak lantai apartemen.....	65
Gambar 4. 5 Denah lift .....	68
Gambar 4. 6 Potongan melintang <i>lift</i> .....	69
Gambar 4. 7 Rencana penempatan lift pada struktur .....	70
Gambar 4. 8 Model Pembebanan pada balok penggantung lift... 70	70
Gambar 4. 9 Pembebanan pada balok utama tangga .....	77
Gambar 4. 10 diagram momen balok utama tangga.....	77
Gambar 4. 11 Diagram geser pada balok utama tangga .....	78
Gambar 4. 12 Diagram normal pada balok utama tangga .....	78

Gambar 4. 13 Pembebanan Balok Penumpu Bordes.....	81
Gambar 4. 14 Diagram Momen Balok Penumpu Bordes.....	83
Gambar 4. 15 Denah struktur gedung City57.....	86
Gambar 4. 16 Permodelan struktur gedung City57.....	87
Gambar 4. 17 Grafik spektral percepatan gempa wilayah DKI Jakarta ( <i>Desain spektra Indonesia; puskim.pu.go.id</i> ) .....	101
Gambar 4. 18 Beban kombinasi yang dimasukkan pada ETABS .....	105
Gambar 4. 19 Link arah Y frame B52.....	115
Gambar 4. 20 Balok luar link yang ditinjau .....	122
Gambar 4. 21 Bresing arah y.....	130
Gambar 4. 22 Bresing arah x.....	133
Gambar 4. 23 Diagram geser dan momen pada balok induk arah x sebelum komposit.....	136
Gambar 4. 24 Diagram balok induk momen terbesar setelah komposit.....	138
Gambar 4. 25 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif .....	142
Gambar 4. 26 diagram geser dan momen balok induk arah y sebelum komposit.....	144
Gambar 4. 27 Diagram balok induk momen terbesar setelah komposit.....	147
Gambar 4. 28 Sambungan balok anak dengan balok induk .....	159
Gambar 4. 29 Detail pelat siku sambungan balok anak dengan balok induk.....	163
Gambar 4. 30 Sambungan balok penumpu dengan kolom.....	168
Gambar 4. 31 Sambungan balok induk dengan balok induk.....	173
Gambar 4. 28 Sambungan balok anak dengan balok induk .....	177
Gambar 4. 29 Detail pelat siku sambungan balok anak dengan balok induk.....	181
Gambar 4. 32 Sambungan balok induk dengan kolom.....	202
Gambar 4. 33 Potongan sambungan balok induk dengan kolom .....	203
Gambar 4. 34 Sambungan kolom dengan baseplate.....	209

Gambar 4. 35 Perencanaan dinding penahan tanah dan peat basement.....	217
Gambar 4. 36 Denah pondasi .....	226
Gambar 4. 37 Pondasi tiang pancang tipe 1 .....	231
Gambar 4. 38 Tiang pancang tipe 2 .....	236
Gambar 4. 39 Rencana tiang pancang tipe 3 .....	241
Gambar 4. 40 Area kritis gser akibat 1 tiang pancang.....	249
Gambar 4. 41 Hasil permodelan poer tipe 1 di etabs pada kondisi pertama .....	251
Gambar 4. 40 Area kritis gser akibat 1 tiang pancang.....	254
Gambar 4. 43 Analisis sloof menggunakan SPcolumn .....	265
Gambar 4. 44 Detail tulangan sloof.....	267

Halaman ini sengaja di kosongkan

## DAFTAR TABEL

Tabel 3 1 Berat sendiri pada struktur .....	20
Tabel 3 2 Beban Hidup Pada Lantai Gedung .....	21
Tabel 3 3 Kategori Resiko Bangunan Gedung .....	23
Tabel 3 4 Klasifikasi Situs.....	27
Tabel 3 5 Koefisien Situs, $F_a$ .....	27
Tabel 3 6 Koefisien Situs, $F_v$ .....	28
Tabel 3 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek.....	29
Tabel 3 8 Faktor untuk sistem penahan gaya gempa.....	30
Tabel 3 9 Koefisien harga $\alpha$ dan $\beta$ .....	50
Tabel 3 10 Nilai $K_s$ .....	51
Tabel 4 1 Perhitungan nilai $N$ rata - rata .....	89
Tabel 4 2 Perhitungan pembebanan struktur manual .....	91
Tabel 4 3 Parameter respon gempa wilayah DKI Jakarta untuk kelas situs E.....	102
Tabel 4 4 Faktor $R^a$ , $C_d^b$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa .....	103
Tabel 4 5 Tabel partisipasi massa struktur .....	106
Tabel 4 6 hasil perhitungan sistem ganda.....	107
Tabel 4 7 Hasil periode pada program ETABS.....	108
Tabel 4 8 hasil reaksi dasar pada program ETABS.....	109
Tabel 4 9 Hasil reaksi dasar setelah scale factor di koreksi .....	110
Tabel 4 10 Rekapitulasi rencana link .....	121
Tabel 4 11 Rekapitulasi perencanaan balok luar link.....	127
Tabel 4 12 Rekapitulasi perencanaan bresing .....	135
Tabel 4 13 Rekapitulasi perencanaan balok induk .....	152
Tabel 4 14 Rekapitulasi perencanaan kolom CFT .....	158
Tabel 4. 15 Perhitungan daya dukung tanah .....	229
Tabel 4 16 Reaksi pada joint nomor 33.....	230
Tabel 4 17 Reaksi pada joint nomor 12.....	230
Tabel 4 18 Reaksi pada joint nomor 19.....	230

Tabel 4 19 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 33 .....	232
Tabel 4 20 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 12 .....	233
Tabel 4 21 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 13 .....	233
Tabel 4 22 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 1 .....	234
Tabel 4 23 Reaksi pada joint nomor 1.....	235
Tabel 4 24 Reaksi pada joint nomor 13.....	235
Tabel 4 25 Reaksi pada joint nomor 18.....	235
Tabel 4 26 Kontrol tiang pancang tunggal J1.....	237
Tabel 4 27 Kontrol tiang pancang tunggal J13.....	237
Tabel 4 28 Kontrol tiang pancang tunggal J18.....	238
Tabel 4 29 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 2 .....	239
Tabel 4 30 Reaksi pada kolom pertama (joint nomor 3).....	239
Tabel 4 31 Reaksi pada kolom kedua (joint label 4).....	240
Tabel 4 32 Kontrol tiang pancang tunggal tipe 3 pada joint 3 dan 4 dikombinasikan .....	242
Tabel 4 33 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 3 .....	243
Tabel 4 34 Rekapitulasi perencanaan pondasi.....	245
Tabel 4 35 Reaksi pada perhitungan pondasi tipe 1 .....	245
Tabel 4 36 Rekapitulasi beban maksimum tipe 1.....	246
Tabel 4 37 Rekapitulasi momen crack tipe 1 .....	246



## **BAB I PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pertumbuhan penduduk di Dunia, khususnya di Indonesia selalu berkembang dengan pesat setiap saat. Angka pertumbuhan penduduk di Indonesia pada tahun 2016 mencapai empat juta orang per tahunnya, sedangkan angka yang ideal adalah satu sampai dua juta orang saja per tahun (BKKBN, 2016). Akibatnya, daerah – daerah tertentu akan menjadi padat penduduk, seperti Ibukota Jakarta dan sekitarnya. Lahan yang sempit dengan jumlah populasi yang banyak akan memaksa warga untuk mengembangkan cara mereka bertempat tinggal. Merubah dari horizontal housing menjadi vertikal housing, contohnya dalam bentuk apartemen.

Gedung 57 Promenade merupakan *mixed used building* yang sedang dibangun di daerah Jakarta pusat. Jenis struktur yang digunakan pada gedung City57 yaitu struktur beton bertulang dengan sistem pengecoran di tempat. Struktur beton bertulang adalah jenis struktur yang umum digunakan di Indonesia. Kelebihan dalam struktur beton adalah : (1) sangat kuat terhadap tekan (2) non-korosif (3) tahan api dan (4) versatilitas bentuk. Namun tentu saja ada kekurangannya yang lain. Yaitu, rendah daktilitas, sangat lemah terhadap Tarik, dan mudah retak.

Struktur komposit dapat menutupi kekurangan – kekurangan tersebut. Dengan menggunakan struktur komposit antara baja dan beton, pemanfaatan dalam penggunaan material dan waktu pelaksanaan proyek akan menjadi lebih optimal. Sehingga struktur komposit saat ini telah menjadi alternatif tipe struktur yang sering digunakan di seluruh dunia. Struktur komposit artinya adalah struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan karakteristik bahan yang berbeda dan membentuk suatu kesatuan sehingga menghasilkan struktur gabungan yang lebih baik. (Datta, 2016) Kelebihan struktur komposit adalah (1) biaya lebih efektif. (2) Penampang profil yang lebih efisien. (3) peningkatan

kekakuan. (4) panjang bentang tertentu dapat lebih besar. Salah satu struktur komposit yang akan diterapkan pada tugas akhir ini adalah Concrete-Filled Tube (CFTs) pada kolomnya.

Struktur baja memiliki sifat daktilitas tinggi. Dengan memanfaatkan sistem rangka bresing eksentris (SRBE), dapat mengoptimalkan performa struktur dalam menghadapi beban gempa. SRBE merupakan sistem bresing yang terdiri dari dua bresing diagonal dalam sebuah portal dimana kedua ujungnya tidak bertemu dengan bresing lainnya, dipisahkan dengan yang dinamakan link. SRBE terbukti secara ilmiah berhasil dalam mengombinasikan daktilitas tinggi Momen Resisting Frame (MRFs) dan kekakuan yang tinggi Concentric Braced Frame (CBFs) dengan menggunakan eksentrisitas, link (e), di antara dua bresing dan kolom (Popov & Engelhardt, 1988).

Berdasarkan latar belakang di atas, akan dilakukan modifikasi struktur Gedung apartemen 57 Promenade yang berlokasi di Kota Jakarta. Gedung ini menggunakan struktur utama beton bertulang dengan jumlah lantai 27 lantai + 3 Basement, dengan ketinggian 85 meter di atas permukaan tanah. Modifikasi yang akan dilakukan meliputi substitusi struktur utama menggunakan struktur baja komposit tipa **Concrete-Filled Tube (CFTs)** dan pada kolomnya dipasang **Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) dengan konfigurasi D-braced EBF**.

## 1.2 Rumusan Masalah

### 1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi Struktur Gedung apartemen 57 Promenade dengan menggunakan struktur baja komposit tipa Concrete-Filled Tube (CFTs) dan pada kolomnya dipasang Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) dengan konfigurasi D-braced EBF?

### 1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan preliminary design penampang elemen struktur Gedung City57 (57 Promenade) menggunakan struktur baja?

2. Bagaimana penentuan pembebanan yang diterapkan pada struktur?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga?
4. Bagaimana merencanakan bresing eksentris dan link?
5. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu ETABS?
6. Bagaimana merencanakan struktur primer?
7. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanah yang ada?
8. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar kerja?

### 1.3 Tujuan

#### 1.3.1 Tujuan Umum

Tujuan Utama dari tugas akhir ini adalah mampu merencanakan struktur Gedung apartemen City57 (57 Promenade) dengan menggunakan struktur baja komposit tipe Concrete-Filled Tube (CFTs) dan pada kolomnya dipasang Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) dengan konfigurasi D-braced EBF.

#### 1.3.2 Tujuan Khusus

1. Menentukan preliminary design penampang elemen struktur Gedung City57 (57 Promenade) menggunakan struktur baja.
2. Menentukan pembebanan yang diterapkan pada struktur
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga.
4. Merencanakan bresing eksentris dan link.
5. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu.
6. Merencanakan sambungan pada struktur.
7. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya.
8. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar kerja.

#### 1.4 **Batasan Masalah**

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain :

1. Menghitung 1 lantai basement.
2. Tidak menghitung Analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangkan sistem sanitasi, mechanical plumbing, utilitas bangunan, dan finishing.

#### 1.5 **Manfaat**

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris.
2. Memberikan alternatif sistem struktur tahan gempa.
3. Memberikan alternatif untuk perencanaan struktur selain beton bertulang.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Gempa Bumi**

Gempa bumi adalah getaran atau getar-getar yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Gempa Bumi biasa disebabkan oleh pergerakan kerak Bumi (lempeng Bumi). Frekuensi suatu wilayah, mengacu pada jenis dan ukuran gempa Bumi yang dialami selama periode waktu. Gempa Bumi diukur dengan menggunakan alat Seismometer.

Moment magnitudo adalah skala yang paling umum di mana gempa Bumi terjadi untuk seluruh dunia. Skala Rickter adalah skala yang dilaporkan oleh observatorium seismologi nasional yang diukur pada skala besarnya lokal 5 magnitudo. Kedua skala yang sama selama rentang angka mereka valid. Gempa 3 magnitudo atau lebih sebagian besar hampir tidak terlihat dan jika besarnya 7 lebih berpotensi menyebabkan kerusakan serius di daerah yang luas, tergantung pada kedalaman gempa.

#### **2.2 Struktur Tahan Gempa**

Struktur tahan gempa adalah struktur yang di desain untuk melindungi bangunan dari gaya gempa. Sementara tidak ada struktur yang sepenuhnya kebal dari gempa, namun tujuan dari konstruksi tahan / gempa adalah untuk mendirikan struktur yang jauh lebih baik dalam menerima aktivitas seismic daripada struktur – struktur konvensional. Merujuk ke peraturan tertentu, struktur tahan gempa di desain untuk dapat menahan gempa terbesar yang mungkin terjadi di lokasi yang ditinjau. Ini berarti adanya korban jiwa dapat di minimalisir dengan mencegah keruntuhan struktur untuk gempa yang langka terjadi, sementara kehilangan fungsi dari struktur tersebut dapat dibatasi dari gempa yang sering terjadi.

Dalam mendesain struktur tahan gempa, terdapat banyak macam struktur yang ada untuk membuat struktur tahan gempa. **Rangka pemikul momen** salah satunya, yaitu sistem rangka yang komponen struktur dan juga joint nya menerima gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Sistem ini terdapat tiga jenis,

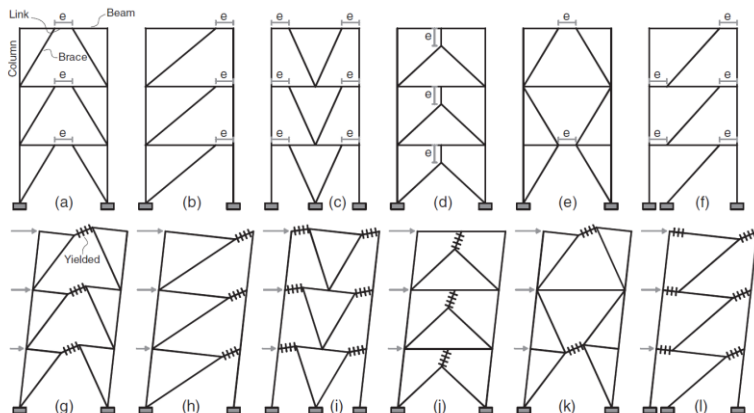
yaitu rangka pemikul momen biasa, rangka pemikul momen menengah, dan rangka pemikul momen khusus. Gaya gempa juga dapat di tahan menggunakan **dinding geser**. Dinding geser adalah elemen vertikal dari sistem penahan gaya seismik yang di desain untuk menahan gaya lateral bidang, biasanya adalah beban angin dan beban seismik. Dinding geser menahan beban sejajar dengan bidang dinding. Struktur lainnya yang juga berfungsi untuk disipasi gaya gempa adalah **sistem bresing**.

Sistem bresing adalah sistem struktur yang di desain untuk menahan gaya lateral seperti akibat beban angin dan beban gempa. Elemen di portal bracing tidak boleh sway lateral. Terdapat dua jenis sistem bresing yang umum, yaitu Concentrically Braced Frame (CBFs) dan Eccentrically Braced Frames (EBFs).

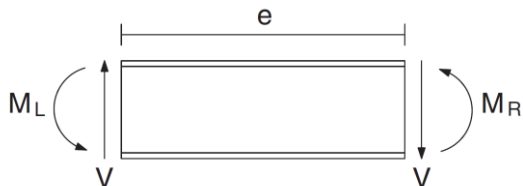
### 2.3 Eccentrically Braced Frames (EBFs) / Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE)

(Hague, 2013) Ide utama dari desain sistem rangka bresing eksentris adalah untuk mengintegrasikan kelebihan dari rangka pemikul momen (MRFs) dan sistem rangka bresing konsentris (CBFs) dalam menahan gaya lateral ke satu sistem struktur. EBFs berasal dari Jepang pada 1970an dengan tujuan untuk mencapai struktur kekakuan elastis tinggi dengan kemampuan mendisipasi energi gempa yang tinggi.

(Kazemzadeh, 2017) Ada beberapa konfigurasi untuk sistem EBFs. Beberapa yang dimaksud di ilustrasikan oleh gambar berikut juga disertakan dengan mekanisme elastis masing – masing konfigurasi. Bukan arsitektural yang lebih besar dapat di dapat apabila menggunakan sistem EBF jika dibandingkan dengan sistem CBF. Segmen pendek dari portal umumnya di sebut link dengan panjang  $e$ . Dalam sistem EBF, leleh pada struktur di konsentrasikan hanya pada segmen link tersebut dan member lain di proporsikan untuk tetap elastis. Karena itu, selama gempa tertentu, link dapat dianggap sebagai structural fuse yang akan mendisipasi gaya seismic masuk melalui deformasi plastis yang stabil dan terkendali



Gambar 2. 1 Konfigurasi EBF dan mekanisme plastis  
(Sumber : A Review of Research on Steel EBFs, Kazemzadeh, 2017)



Gambar 2. 2 Free body diagram segmen link  
(Kazemzadeh, 2017)

Sejumlah besar penelitian tentang kinerja seismik dan desain sistem EBF telah dilakukan dalam dekade terakhir. Serangkaian studi oleh Koboovic dan rekan-rekannya (Koboovic, 2012) pada akhir 1990-an dan 2010 perilaku seismik tingkat rendah, menengah, dan tinggi Sistem EBF diselidiki di bawah beberapa catatan gempa melalui analisis time history nonlinier. Hasil pelelehan pada balok EBF ditemukan dapat diterima asalkan bresing mampu menahan momen tambahan akibat gempa.

Penggunaan faktor overstrength yang lebih tinggi dalam desain kapasitas kolom tingkat atas direkomendasikan.

Pentingnya kekuatan lentur kolom yang ditinjau dari drift juga ditunjukkan dalam studi di atas. Metodologi desain iteratif berdasarkan pemilihan catatan gempa yang sesuai dan melakukan analisis waktu-sejarah juga digariskan oleh para peneliti ini (Koboevic, 1997) Meskipun semua link dalam EBF yang dipelajari punya rasio kapasitas terhadap permintaan yang serupa, hasil numerik (Koboevic; 2012) terungkap bahwa disipasi energi mungkin tidak seragam sepanjang Tinggi EBF dan lebih terkonsentrasi di link lantai pertama.

## **2.4 Struktur Komposit**

Suatu yang esensial dalam fungsi struktur adalah sistem yang dapat menyediakan kekakuan, kekuatan, kekuatan patah, daktilitas, fatigue strength, penyerapan energi, meredam, dan stabilitas terhadap suhu. Walaupun berat struktur bukanlah suatu fungsi, namun sangatlah penting dalam mempertimbangkan sebuah desain yang memiliki berat struktur ringan dengan material komposit. (Gibson, 2010) Dengan material struktur konvensional, sangat sulit untuk mencapai suatu kemajuan dalam berbagai fungsi struktural, tetapi meningkatnya penggunaan material komposit telah membawa kemajuan yang berpotensi.

Dua tipe dari kolom komposit, elemen baja yang dibungkus dalam beton dan elemen baja diisi dengan beton umum digunakan dalam konstruksi gedung. Bentuk – bentuk dasar dari potongan melintang dapat dilihat dari kolom komposit yang diilustrasikan dalam gambar 3. Kolom komposit beton dibungkus baja telah menjadi elemen yang banyak digunakan untuk struktur tahan gempa. Di bawah tekanan lentur tinggi, retakan beton menghasilkan reduksi kekakuan tetapi inti baja menyediakan kapasitas geser dan ketahanan daktil untuk kelebihan beban yang berikutnya akan terjadi.

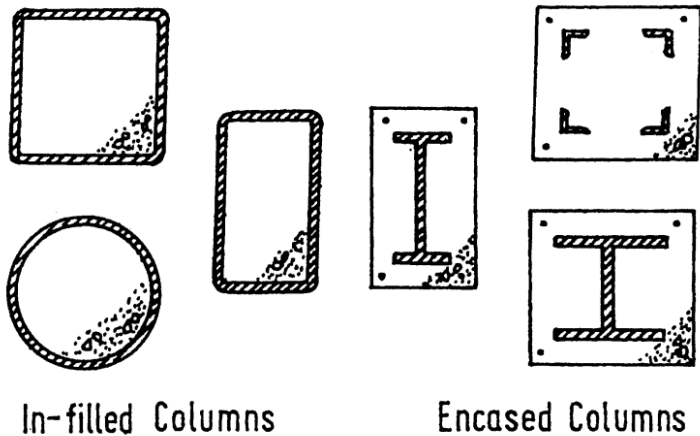
### **2.4.1 Kolom Komposit**

Concrete-Filled Steel Tubular (CFTs) telah banyak digunakan untuk struktur tahan gempa, pier jembatan subyek untuk dampak



dari lalu lintas, kolom untuk menopang tanki penyimpanan, dek kereta, kolom di gedung bertingkat tinggi dan sebagai piles. CFT memerlukan insulasi tahan api tambahan jika proteksi kebakaran terhadap struktur diperlukan. Karena meningkatnya penggunaan kolom komposit, sangat banyak kerja teoritis dan eksperimental telah dilakukan.

Pada tahap awal pembebanan, poisson ratio pada beton lebih rendah dari baja, dan baja tidak boleh memiliki efek menahan pada inti beton. Seiring regangan longitudinal meningkat, poisson ratio beton adalah  $0.15 - 2$  pada jangka elastis dan meningkat hingga  $0.5$  ketika mencapai jangka inelastis. (Shanmugam, 2001) Oleh karena itu, ekspansi lateral dari beton yang tidak terkendali secara bertahap menjadi lebih besar daripada baja. Tekanan radial meningkat di permukaan antara baja-beton sehingga baja menahan inti beton dan membentuk hoop tension di dalam tabung baja. Pada tahap ini, inti beton terkena tegangan triaksial dan tabung baja tegangan biaksial, jadi memang ada transfer beban dari tabung baja ke inti beton, karena tabung tidak dapat menahan tegangan leleh secara longitudinal dengan adanya *hoop tension*. Beban yang menyebabkan kegagalan ini dapat jauh lebih besar daripada jumlah baja dan beton, tetapi kegagalan geser dapat terjadi sebelum transfer beban selesai.



Gambar 2. 3 Jenis kolom komposit  
(State of The Art Report on Steel-Concrete Composite Columns,  
Shanmugam. 2001)

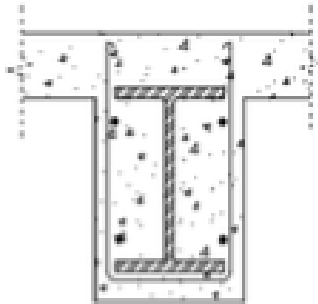
Profil hollow lingkaran menyediakan pengurungan yang baik bagi beton dan adanya efek yang diabaikan dalam profil persegi. Ada kekuatan tambahan yang terjadi karena peningkatan kekuatan leleh baja dalam kompresi vertikal karena tegangan dalam confinement yang diperlukan untuk menahan beton di dalamnya (Shanmugam, 2001) . Efek confinement ini tidak ada dalam profil hollow persegi kecuali pada daerah pojok, secara hoop tension berkembang di sisi – sisinya tidak konstan (Matsui, 1995). Di profil hollow lingkaran, pengaruh confinement sebagai penahan momen lentur bekerja. Hal ini terjadi karena regangan rata – rata dalam beton (dan ekspansi lateral) yang berkurang. Itu juga berkurang dengan peningkatan kelangsingan kolom, karena defleksi lateral sebelum kegagalan meningkatkan momen lentur dan mengurangi regangan tekan rata – rata dalam beton. efek confinement dapat terjadi untuk kolom dimana beton gagal sebelum terjadi tekuk lokal, dan ini umumnya berlaku untuk kolom dimana batas kelangsingan pelat kecil.

Banyak riset yang dilakukan untuk mengerti “aksi komposit” antara baja dan beton untuk struktur komposit yang mengalami gaya tekan aksial (contohnya pada CFT ini). Telah dipastikan bahwa profil baja lingkaran dapat memberikan pengurangan yang lebih efektif untuk inti beton di dalamnya dibandingkan tipe profil lain (Hai Han, 2014) . Diyakini bahwa confinement effect berhubungan dengan cross-sectional properties dan material. Maka confinement factor ( $\xi$ ) diperkenalkan untuk mendeskripsikan efek ini.

#### **2.4.2 Balok Komposit**

Memanfaatkan dari kapasitas tarik yang tinggi dari material baja dan kapasitas tekan yang tinggi dari material beton, struktur komposit banyak digunakan dalam dekade terakhir. Dengan perkembangan dari high-performance steels (HPSs) dan High-performance concrete (HPC), (Jianguo, 2003) struktur komposit baja telah dapat di desain dengan bentang yang lebih panjang dibandingkan dengan material konvensional yang tidak mungkin mencapai bentang komposit. Sementara mereduksi biaya dari jembatan komposit sebesar 10%. Bagaimanapun juga, kemajuan ini dapat di negasikan dengan kontrol defleksi dari desain, bukan kekuatan. Oleh karena itu, harus diperhatikan kalkulasi defleksi dari struktur komposit modern.

Struktur baja-beton komposit menyediakan alternative yang layak, terutama untuk kasus dengan tinggi lantai terbatas. Kontras dengan elemen balok beton bertulang konvensional, baja/komposit struktur dapat di desain sebagai leleh-lentur atau leleh-geser. Karena itu, mode disipasi energi yang diinginkan tercapai tergantung pada kasus tertentu. Permasalahan desain utama yaitu : (a) proporsional dan detailing dari struktur baja komposit, dan (b) sambungan balok-dinding.



Gambar 2. 4 Balok Baja Selubung Beton  
(Sumber : Isdarmanu & Marwan, 2006)

## 2.5 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (upper structure) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

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

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (shallow foundation) dan pondasi dalam (deep foundation), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ( $D \leq B$ ) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

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

1. Pondasi Dangkal

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

a. Pondasi Memanjang

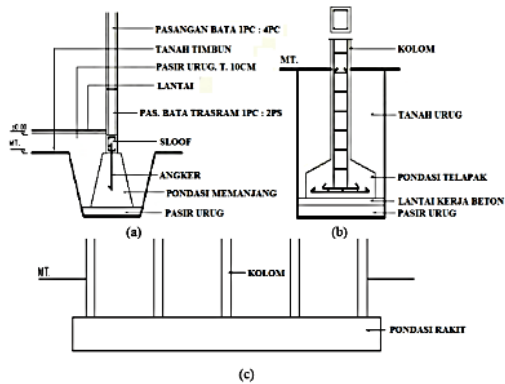
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.

b. Pondasi Telapak

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

c. Pondasi Rakit

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



Gambar 2. 5 Jenis Pondasi Dangkal  
(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa. 1984)

## 2. Pondasi Dalam

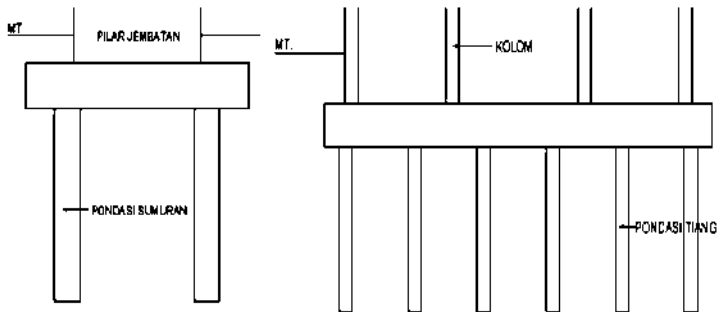
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

### a. Pondasi Sumuran (Pier Foundation)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebar ( $B$ ) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ . (Gambar 2.7a).

### b. Pondasi Tiang (Pile Foundation)

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



Gambar 2. 6 Jenis Pondasi Dalam  
(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

Halaman ini sengaja di kosongkan



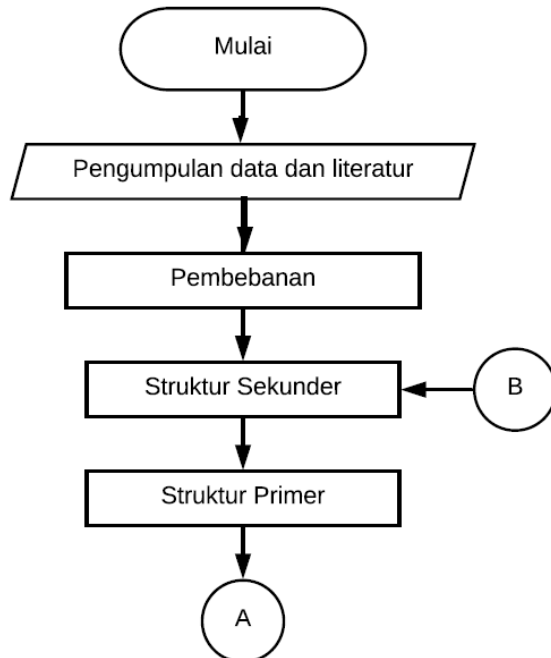
## BAB III METODOLOGI

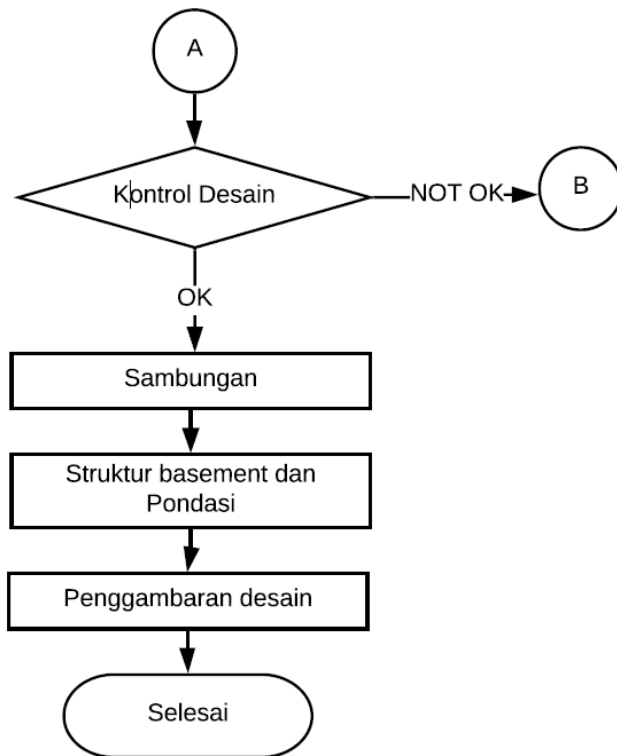
### 3.1 Umum

Sebelum mengerjakan tugas akhir, perlu disusun langkah – langkah pengerjaan secara urut agar menghasilkan hasil yang sesuai dengan tujuan yang diinginkan dan rumusan masalah yang ada.

### 3.2 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Langkah – langkah yang dilakukan dalam mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut.





Gambar 3. 1 Diagram alir tugas akhir

### 3.3 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram di atas, dapat dijelaskan metodologi yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

### 3.3.1 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung apartemen City57.

Data umum bangunan :

1. Nama Gedung : City57, 57Promenade
2. Lokasi : Kebon Melati, DKI Jakarta
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah lantai : 24 Lantai+rooftop+5 Basement
5. Tinggi Gedung : +97.70 m
6. Material Struktur : Struktur Beton Bertulang
7. Data tanah : Terlampir

Literatur mengenai struktur baja komposit dengan menggunakan bresing eksentris dikaji guna menjadi acuan dalam pengerjaan tugas akhir ini.

### 3.3.2 Desain Awal (*Preliminary Design*)

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur komposit beton baja dengan sistem rangka berpengaku eksentris (SRBE) dan struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang.

Adapun tugas akhir ini akan memodifikasi perencanaan eksisting dengan menggunakan material baja dengan data – data sebagai berikut :

1. Nama gedung : City57, 57Promenade
2. Lokasi : Kebon Melati, DKI Jakarta
3. Fungsi : Apartemen
4. Jumlah lantai : 24 Lantai+rooftop+1 Basement
5. Tinggi Gedung : +91.7 m
6. Material Struktur : Struktur Komposit Baja dan Beton
7. Sistem Struktur : Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE), Kolom komposit (*Concrete Filled Steel Tube*), Balok Induk Komposit (*Shear Connector*), Balok Anak Baja (tanpa *Shear Connector*)
8. Rencana pondasi : Tiang pancang

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen – elemen struktur, penentuan mutu, bahan, material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan sesuai dengan ketentuan SNI 03 – 1729 – 2002, yang berupa :

1. Preliminary design Balok
2. Preliminary design Kolom

### 3.3.3 Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur, dibutuhkan perhatian dalam menetapkan beban – beban yang akan membebani struktur. Beban tergantung terhadap penggunaan daripada struktur tersebut. Sehingga diperlukan suatu pendekatan yang mendekati keadaan riil. Berikut jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan.

#### 3.3.3.1 *Beban Mati*

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727 : 2013 ; 3.1)

Tabel 3 1 Berat sendiri pada struktur

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat Sendiri
Bahan Bangunan	
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Beton	2200 kg/m <sup>3</sup>
Beton Bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>

Komponen Gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Aspal, per cm tebal	14 kg/m <sup>2</sup>
Dinding setengah bata	250 kg/m <sup>2</sup>
Plafond	11 kg/m <sup>2</sup>
Penggantung langit – langit	7 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m <sup>2</sup>

(PPIUG 1983)

### 3.3.3.2 *Beban Hidup*

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam tabel 4-1 (SNI 1727 – 2013 ; pasal 4.3.1)

Tabel 3 2 Beban Hidup Pada Lantai Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Hunian (Satu keluarga dan dua keluarga)	10 (0,48) <sup>l</sup>	
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa Gudang	20 (0,96) <sup>m</sup>	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan Gudang	30 (1,44)	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	40 (1,92)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya	100 (4,79)	

Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang public dan koridor yang melayani mereka		
---	--	--

(Sumber : SNI 1729 - 2013)

### 3.3.3.3 *Beban Angin*

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angin hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Spesifikasi tekanan tiup pada beban angin adalah sebagai berikut (PPIUG 1983; Pasal 4.1)

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m<sup>2</sup>
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai lurus diambil minimum 40 kg/m<sup>2</sup>
3. Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan – kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari pada yang ditentukan dalam poin 1 dan 2, maka tekanan tiup (P) harus dihitung dengan rumus

$$P = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2$$

Dimana:

p = tekanan tiup angin (kg/m<sup>2</sup>)

v = kecepatan angin yang ditentukan oleh instansi yang berwenang (m/dt)

### 3.3.3.4 *Beban Gempa*

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Dalam perencanaan kategori desain seismik dapat dilihat pada SNI gempa 1726-201X. Perencanaan ini diperlukan untuk mengetahui batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, sehingga dapat diketahui jenis-jenis sistem struktur apa dan setinggi apa sebuah bangunan dapat dilakukan perencanaan lebih lanjut. Diketahui data-data sebagai berikut :

Nama Gedung : **City57, 57 Promenade**

Jenis Gedung : **Gedung Apartemen**

Maka dilakukan perencanaan kategori seismik desain dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Kategori Resiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 1 SNI 1726 – 201X yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3 3 Kategori Resiko Bangunan Gedung

<b>Jenis Pemanfaatan</b>	<b>Kategori Resiko</b>
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen / rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan / Mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat	III

<p>terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
--	--

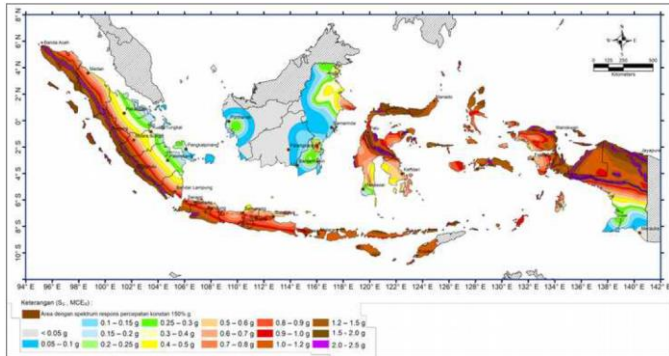


<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	IV
---	----

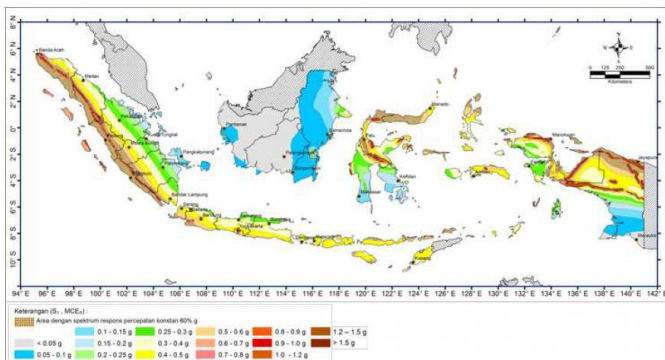
(Sumber : SNI 1726 – 201X)

2. Menentukan  $S_s$  dan  $S_1$

Menentukan  $S_s$  dapat diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan  $T = 0.2$  detik.  $S_1$  dapat diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan  $T = 1$  detik)



Gambar 3. 2 Peta Spektra Indonesia 0.2 detik  
(Sumber : SNI 1726 – 201X)



Gambar 3. 3 Peta Spektra Indonesia 1 detik  
(Sumber : SNI 1726 – 201X)

### 3. Menentukan Jenis Tanah

Sesuai dengan pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 dengan pembagian berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata – rata ( $V_s$ ), nilai hasil tes penetrasi rata – rata (N SPT) dan kuat geser nilai rata – rata.

Tabel 3 4 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/s)	N atau Nch	Su (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	$\geq 100$
SD (Tanah Sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ ,		
	2. Kadar air, $w \geq 40\%$		
	3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		

(Sumber : SNI 1726 – 201X)

## 4. Menentukan Koefisien Situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai  $S_s$  dan  $S_1$  yang diperoleh, maka  $F_a$  dan  $F_v$  akan diperoleh melalui tabel berikut

Tabel 3 5 Koefisien Situs,  $F_a$ 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2s$ , $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,25$
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	1,1	1,0	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,1	0,9	0,9	0,8
SF	SSb					

(Sumber : SNI 1726 – 201X)

Tabel 3 6 Koefisien Situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, S1					
	S1≤0,1	S1=0,2	S1=0,3	S1=0,4	S1=0,5	S1≥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	SSb					

(Sumber : SNI 1726 – 201X)

## 5. Menghitung SMS dan SM1

SMS dan Sm1 (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

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

(Sumber : SNI 1726 – 201X; Pasal 6.2) (3.3)

## 6. Menghitung Parameter Percepatan Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, SDS dan periode 1 detik

SD1 harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

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

(3.5)

## 7. Spektrum Respons Desain

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

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

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.7)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan

## 8. Kategori Desain Seismik

Mengacu ke pasal 6.5, Struktur dikategorikan berdasarkan nilai  $S_{DS}$  sesuai dengan tabel berikut

Tabel 3 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 < SDS < 0,33$	B	C
$0,33 < SDS < 0,5$	C	D
$0,5 < SDS$	D	D



paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2 <sup>1/2</sup>	4	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dengan bresing kosentris	7	2 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 <sup>1/2</sup>	5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 <sup>1/2</sup>	4	TB	TB	TB	TB	TB

Rangka baja dan beton komposit dengan bresing kosentris khusus	6	2 <sup>1/2</sup>	5	TB	TB	TB	TB	TB
--	---	------------------	---	----	----	----	----	----

(Sumber : SNI 1726 – 201X; Pasal 7.2.2)

#### 10. Kombinasi Pembebanan

Struktur, Komponen – elemen struktur dan elemen – elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban – beban terfaktor dengan kombinasi – kombinasi sebagai berikut (SNI 1726 – 201X; Pasal 4.2.2)

- 1)  $1,4D$
- 2)  $1,2D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
- 3)  $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- 4)  $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- 5)  $0,9D + 1,0W$
- 6)  $1,2D + 1,0Ev + 1,0Eh + L$
- 7)  $0,9D - 1,0Ev + 1,0Eh$

Keterangan :

- D = beban mati  
L = beban hidup  
Lr = beban hidup atap  
R = beban hujan  
W = beban angin  
E = beban gempa

#### 3.3.4 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Perencanaan Tangga



2. Perencanaan Pelat Lantai
3. Perencanaan Balok Penumpu dan Penggantung Lift
4. Perencanaan Balok Anak

### 3.3.5 Permodelan dan Analisa Struktur Primer

Struktur dimodelkan menggunakan program bantu yang berfungsi untuk menghitung gaya – gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur. Permodelan direncanakan dengan pembebanan yang sudah ditentukan dan meliputi keseluruhan struktur modifikasi dengan baja komposit.

### 3.3.6 Kontrol Desain

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang telah dilakukan. Kontrol desain dilakukan untuk memvalidasi ketepatan dari hasil permodelan struktur pada program bantu. Sehingga gaya dalam yang terjadi dapat diyakinkan sudah sesuai.

#### 3.3.6.1 Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar minimum 100 persen (dengan  $\text{ragam}^2 < 0.05$  detik dianggap 0.05 detik) dari massa aktual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model (SNI 1726 – 201X; Pasal 7.9.1)

#### 3.3.6.2 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Kombinasi Respons untuk geser dajsar ragam ( $V_i$ ) apabila lebih kecil dari 85 persen dari gaya geser hasil prosedur gaya static ekivalen ( $V$ ), maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85 \frac{V}{V_i}$ .

#### 3.3.6.3 Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat

massa tingkat di atasnya. Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

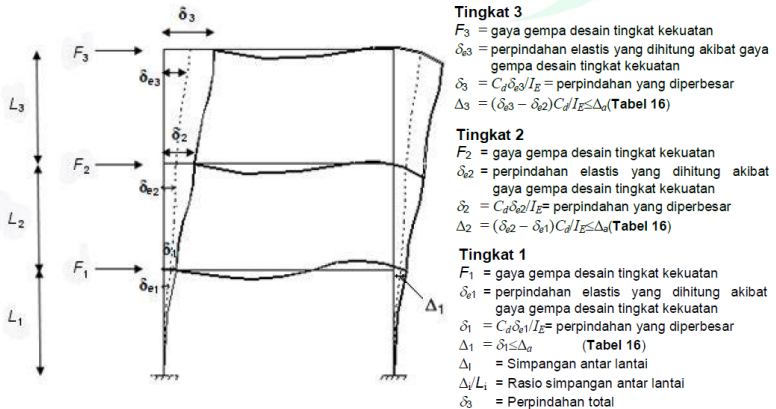
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Keterangan :

$C_d$  = Faktor amplifikasi defleksi dalam tabel 9 (SNI 1726 – 201X)

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa



Gambar 3. 4 Ilustrasi Simpangan Antar Tingkat

### 3.3.7 Kontrol Desain Perencanaan Struktur Utama

#### 3.3.7.1 Perencanaan balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor  $M_u$  harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dimana :

$M_u$  = Momen lentur terfaktor

$\phi$  = faktor reduksi = 0.9

$M_n$  = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Pada Perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal – hal sebagai berikut:

Cek terhadap kelangsingan penampang.

Sayap (flange)

➤ Penampang Kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}}$$

➤ Penampang tidak Kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}}$$

Badan (web)

➤ Penampang Kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(tf + r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

➤ Penampang tidak Kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy - fr}}$$

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

$\lambda$  = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang

bf = lebar sayap

tw = tebal badan

tf = tebal sayap

fy = tegangan leleh baja

r = jari-jari kelengkungan

$\lambda_r$  = batas kelangsingan untuk penampang non kompak

fr = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

1. Cek Terhadap kapasitas lentur penampang

➤ Penampang Kompak

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

➤ Penampang tidak Kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

➤ Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2$$

Dimana :

$M_n$  = Momen Nominal

$M_r$  = Momen Batas Tekuk

Secara umum, harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n$$

2. Cek terhadap torsi lateral

➤ Bentang Pendek

Syarat bentang pendek :  $L_b < L_p$

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

Kapasitas Lentur :  $M_n = M_p$

➤ Bentang Menengah

Syarat Bentang Menengah :  $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{G \cdot J \cdot E \cdot A}{2}} \quad x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{s_x}{G \cdot J} \right)^2$$

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

Kapasitas lentur:

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

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

Keterangan :

$C_b$  = koefisien pengali momen tekuk lateral

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

$L_b$  = panjang bentang antara dua pengaku lateral

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

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

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

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

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

$E$  = Modulus elastisitas baja

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

$G$  = Modulus geser baja

$J$  = konstanta punter torsi

$x_1, x_2$  = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

$C_w$  = kostanta warping penampang

➤ Bentang Panjang

Syarat bentang panjang :  $L_b > L_r$

Kapasitas Lentur :

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}}$$

Keterangan:

$M_{cr}$  = momen kritis terhadap tekuk lateral

➤ Pelat Badan Leleh (Plastis)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w$$

Pelat badan menekuk inelastis (inelastic buckling)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

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

Sehingga,

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

Kontrol kuat geser rencana :

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9$$

Keterangan :

$V_n$  = kapasitas nominal geser penampang

$V_u$  = kapasitas geser perlu

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

$a$  = jarak pengaku vertikal plat badan

$h$  = tinggi penampang

➤ Kontrol Kuat Tarik

a. Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9$$

b. Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7$$

### 3.3.7.2 Perencanaan Kolom Komposit (CFT)

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor. Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom

komposit jenis Concrete Filled Steel Tube (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\%$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton,

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}}$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT.

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profil nya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_s = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak  $P_{no} = P_p$  Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c})$$

- Untuk penampang non kompak

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

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7f'_c \left( A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Penampang persegi diisi beton

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

c. Amplifikasi momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Keterangan rumus:

$B_1$  = Pengali untuk menghilangkan efek P- $\delta$ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

$B_2$  = Pengali untuk menghilangkan efek P- $\delta$ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

$M_{it}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$M_{nt}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$M_r$  = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_{it}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_{nt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_r$  = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali  $B_1$  untuk efek P- $\delta$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$



Dengan,

$A = 1$  (DFBK)

$C_m$  = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Dengan  $M_1$  dan  $M_2$  dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.  $P_{el}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Keterangan;

$EI$  = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ( $0,8\tau cEI$ ) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan  $\tau c$  adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

$E$  = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

$I$  = Momen inersia bidang lentur, mm<sup>4</sup>

$L$  = Panjang komponen struktur, mm

$K_1$  = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B2 untuk efek P- $\delta$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)}$$

Dengan,

$A = 1$  (DFBK)

$P_{story}$  = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk

beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

Pestory = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{e \text{ story}} = RM \frac{HL}{\Delta H}$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}} \right)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P<sub>mf</sub> = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung

#### d. Momen Nominal

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

$$M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan:

M<sub>u</sub> = Momen lentur terfaktor

φ = Faktor tahanan = 0,9

M<sub>n</sub> = Kuat nominal dari momen lentur penampang

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[ 3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e$$

Dimana,

Se = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif be, dari sayap yang diambil sebesar:

$$be = 1,92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left( 1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan menurut

- Untuk

$$be = 1,92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left( 1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1$$

- Untuk

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0,2$$

$$\frac{Pu}{2\phi Pn} + \left( \frac{Mrx}{\phi_b \cdot Mcx} + \frac{Mry}{\phi_b \cdot Mcy} \right) \leq 1$$

Keterangan :

Pr = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

Pc =  $\phi c Pn$  = Kekuatan aksial desain, N

Mr = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

Mc =  $\phi c Mn$  = Kekuatan lentur desain, Nmm

$\phi c$  = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

$\phi b$  = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

### 3.3.8 Perencanaan Link

#### 3.3.8.1 Kuat Elemen Link Beam

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w$$

Keterangan:

$M_p$  = Momen plastis penampang

$Z_x$  = Modulus plastis penampang

$f_y$  = Tegangan leleh penampang

$V_p$  = Gaya geser plastis penampang

H = Tinggi penampang

$t_f$  = Tebal flens

$t_w$  = Tebal web

Kuat geser rencana link,  $\phi V_n$  harus lebih besar daripada  $V_u$  dengan:

$V_n$  = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil diantara  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$\phi_v$  = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang link

Sehingga nilainya menjadi:

$$\phi_v V_n = 0,6 \phi f_y (h - 2t_f) t_w$$

$$M_n = M_p$$

$$\phi M_n = M_u$$

$$\phi V_n = V_u$$

Keterangan :

$M_n$ = Momen lentur rencana link

$M_u$ = Momen lentur perlu

$\phi$ = faktor reduksi lentur 0,9

### 3.3.8.2 Panjang Elemen Link

Ketentuan mengenai panjang link ( $e$ ) adalah sebagai berikut:

- Link Geser (Short links)

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

- Link medium (intermediate links)

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$$

- Link lentur (long links)

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p}$$

### 3.3.8.3 Sudut Rotasi Link Beam

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang link  $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang link  $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang link  $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

### 3.3.8.4 Balok dan Bresing di Luar Link

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar  $1,25.R_y.V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar link harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar  $R_y V_n$  , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ ;
2. Bila diperlukan, balok di luar link harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y$  by  $t_f$ .

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung link, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung link atau di dalam link. Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung link dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang link. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung link maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

### 3.3.9 Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan terhadap sambungan. Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh yang buruk terhadap bagian struktur lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 1729-2015 BAB J :

- Sambungan baut

Kuat geser:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

Kuat tumpu:

$$R_d = \phi_f \cdot V_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_r \cdot f_u$$

“Dari nilai  $V_d$  dan  $R_d$  dipilih nilai terkecil”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

Dimana:

$\phi_f$  = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

$r_1$  = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

$f_{ub}$  = Tegangan tarik putus baut

$A_b$  = Luas bruto penampang baut

$f_u$  = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

$t_p$  = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5  $d_b$

Jarak tepi maksimum = (4 $t_p$  + 100 mm) atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3  $d_b$

Jarak maksimum antar baut = 15  $t_p$  atau 200 mm

- Kontrol kekuatan pelat:

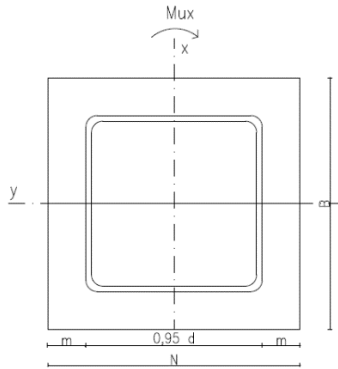
$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times A_n v$$

$$\phi P_n > V_n$$

### 3.3.10 Perencanaan Base Plate

Perencanaan base plate dapat dihitung dengan menggunakan

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u}$$



Gambar 3. 5 Penampang Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N}$$

- Akibat beban  $M_{ux}$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_{ux}}{B \cdot N^2}$$

- Tekanan maksimal

$$f_p(\max) = f_{pa} + f_{pb}$$

- Menentukan  $M_{upl}$

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2}$$

$$M_{upl} = \left( f_p(\max) - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \frac{m^2}{3}$$

- Menentukan tebal baseplate

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi f_y}}$$



### 3.3.11 Perencanaan Struktur Bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi bored pile dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri.
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

#### 3.3.11.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan bored pile. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (Standard Penetration Test). Kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = Daya dukung pada dasar pondasi

$Q_S$  = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha q_P \times A_P = \alpha (\check{N}_P \times K) \times A_P$$

dimana :

$\check{N}_P$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B

bawah dasar tiang pondasi

(B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m<sup>2</sup>, untuk lempung
- 20 t/m<sup>2</sup>, untuk lanau berlempung
- 25 t/m<sup>2</sup>, untuk lanau berpasir
- 40 t/m<sup>2</sup>, untuk pasir

$A_P$  = Luas penampang dasar tiang

$q_P$  = Tegangan diujung tiang

$\alpha$  = base coefficient

$$Q_s = \beta \times q_s \times A_s = \beta \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s$$

dimana :

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 < N < 50$

$A_p$  = luas selimut tiang

$\beta$  = shaft coefficient

Tabel 3 9 Koefisien harga  $\alpha$  dan  $\beta$

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
<b>1. Driven Pile</b>	1	1	1	1	1	1
<b>2. Bored Pile</b>	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
<b>3. Injected Pile</b>	1	3	1	3	1	3

Wahyudi, Herman, 2013

Tabel 3 10 Nilai K<sub>s</sub>

Soil	K <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	K <sub>s</sub> (t/m <sup>3</sup> )
<b>Sandy Soil</b>		
Loose sand	4800 - 16000	480 - 1600
Medium dense sand	9600 - 80000	960 - 8000
Dense Sand	32000 - 128000	6400 - 12800
Clayey medium dense sand	32000 - 80000	3200 - 8000
Silty medium dense sand	24000 - 48000	2400 - 4800
<b>Clayey Soil</b>		
q <sub>s</sub> < 200 kPa	12000 - 24000	1200 - 2400
200 < q <sub>s</sub> < 800 kPa	24000 - 48000	2400 - 4800
q <sub>s</sub> > 800 kPa	> 48000	> 4800

(Sumber : Bowles, 1996)

### 3.3.11.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi Ce.

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e$$

Dimana : (3.105)

n = jumlah tiang dalam grup

C<sub>e</sub> = koefisien efisiensi

Q<sub>L</sub> (group) = daya dukung tiang pancang kelompok

Q<sub>L</sub> (1 tiang) = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C<sub>e</sub>, digunakan cara *Converse-Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan}\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^0} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.106)$$

Keterangan:

- $\phi$  = diameter tiang pondasi
- S = jarak as ke as antar tiang dalam group
- m = jumlah baris tiang dalam group
- n = daya dukung tiang pancang kelompok
- $C_e$  = daya dukung 1 tiang pancang

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.107)$$

dimana :

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

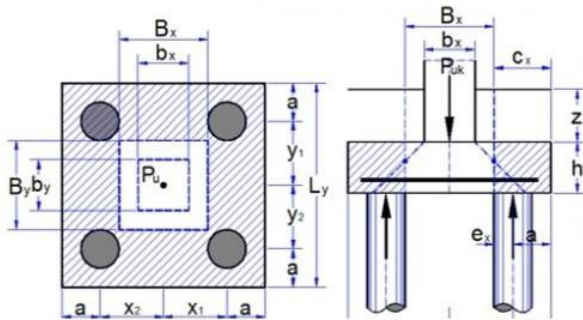
### 3.3.11.3 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai  $V_c$  diambil dari persamaan :

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.108)$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.109)$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.110)$$



Gambar 3. 6 Penampang Kritis Pada Pondasi

dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$b_o$  = keliling dari penampang kritis

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3.111)$$

dimana :

$\phi$  = 0,75

$V_c$  = Kuat geser pons beton

$V_u$  = Gaya geser akibat kolom

### **3.3.12 Gambar Teknik**

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD



Halaman Ini Sengaja dikosongkan



## BAB IV HASIL DAN PERENCANAAN

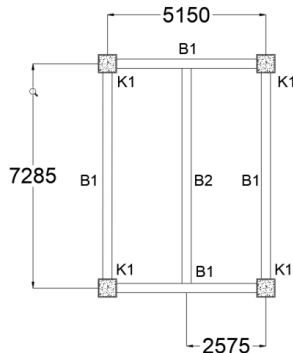
### 4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

#### 4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK®. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu  $f'c$  35 Mpa
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm ( $10.1 \text{ kg/m}^2$ )
- Mutu baja tulangan U-48 ( $f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$ )

##### 4.1.1.1 Pelat lantai atap



Gambar 4. 1 Pelat lantai atap yang ditinjau

Peraturan pembebanan pada struktur pelat menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013.

##### a. Data Perencanaan

Beban hidup	: $97.15 \text{ kg/m}^2$ (SNI 1727-2013; tabel 4.1)
Aspal	: $1400 \text{ kg/m}^3$
Beton	: $2400 \text{ kg/m}^3$

Spesi/cm tebal	: 21 kg/m <sup>2</sup>
MEP	: 25 kg/m <sup>2</sup>
Plafon + penggantung	: 18 kg/m <sup>2</sup>

*b.* Perencanaan Pembebanan

DEAD LOAD

Aspal	= 1400 kg/m <sup>3</sup> x 0.2cm	= 28 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (1cm)		= 21 kg/m <sup>2</sup>
MEP		= 25 kg/m <sup>2</sup>
Plafon + penggantung		<u>= 18 kg/m<sup>2</sup> +</u>
	qD	= 92 kg/m <sup>2</sup>

LIVE LOAD

Beban hidup	qL	= 97.15 kg/m <sup>2</sup>
-------------	----	---------------------------

BEBAN BERGUNA

$$qU = qD + qL = 189.15 \text{ kg/m}^2 \quad \approx 200 \text{ kg/m}^2$$

*c.* Perencanaan tebal lantai beton dan tulangan negatif  
(bentang 2.58m)

$$\text{Jarak antar balok} = 2575 \text{ mm} = 2.58 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Balok} = 7.285 = 7.29 \text{ m}$$

Pada brosur bondek, didapatkan  $t = 9 \text{ cm}$

Dengan bentang menerus tulangan negatif satu baris penyangga

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pada brosur wiremesh, didapat M9 – 300 mm

*d.* Perencanaan tebal lantai beton dan tulangan negatif  
(bentang 3.28m)

$$\text{Jarak antar balok} = 3275 \text{ mm} = 3.28 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Balok} = 9.505 = 9.51 \text{ m}$$

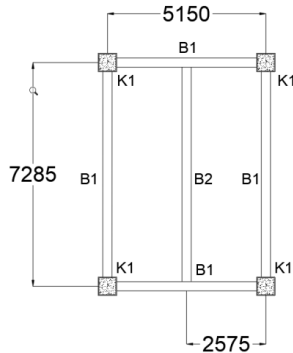
Pada brosur bondek, didapatkan  $t = 11 \text{ cm}$

Dengan bentang menerus tulangan negatif satu baris penyangga

$$A_s = 2.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pada brosur wiremesh, didapat M7.5 – 150 mm

#### 4.1.1.2 Pelat Lantai Apartemen



Gambar 4. 2 Pelat lantai apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013.

Data Perencanaan

Beban hidup : 199.86 kg/m<sup>2</sup> (SNI 1727-2013; tabel 4.1)

Beton : 2400 kg/m<sup>3</sup>

Spesi/cm tebal : 21 kg/m<sup>2</sup>

Tegel : 24 kg/m<sup>2</sup>

MEP : 25 kg/m<sup>2</sup>

Plafon + penggantung : 18 kg/m<sup>2</sup>

Bondek : 10.1 kg/m<sup>2</sup>

Perencanaan Pembebanan

DEAD LOAD

Spesi (1cm) = 21 kg/m<sup>2</sup>

MEP = 25 kg/m<sup>2</sup>

Tegel = 24 kg/m<sup>2</sup>

Plafon + penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup> +

$$qD = 109 \text{ kg/m}^2$$

## LIVE LOAD

Beban hidup

$$qL = 199.86 \text{ kg/m}^2$$

## BEBAN BERGUNA

$$qU = qD + qL = 309 \text{ kg/m}^2 \quad \approx 400 \text{ kg/m}^2$$

- a.* Perencanaan tebal lantai beton dan tulangan negatif  
(betang 2.58 m)

Jarak antar balok = 2575 mm = 2.58 m

Panjang Balok = 7.285 = 7.29 m

Pada brosur bondek, didapatkan  $t = 9 \text{ cm}$

Dengan bentang menerus tulangan negatif satu baris penyangga

$A_s = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pada brosur wiremesh, didapat M10–250 mm

- b.* Perencanaan tebal lantai beton dan tulangan negatif  
(betang 3.275 m)

Jarak antar balok = 3275 mm = 3.28 m

Panjang Balok = 9.505 = 9.5 m

Pada brosur bondek, didapatkan  $t = 11 \text{ cm}$

Dengan bentang menerus tulangan negatif satu baris penyangga

$A_s = 4.09 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pada brosur wiremesh, didapat M12–275 mm

#### 4.1.1.3 Rekapitulasi perencanaan pelat lantai

Berikut merupakan rekapitulasi perencanaan pelat lantai bondek dengan penulangan negatif menggunakan wiremesh. Disamakan penulangan dan tebal pelat untuk memudahkan pekerjaan

No	lantai	Bentang (m)	Tebal pelat (cm)	As.perlu (cm <sup>2</sup> /cm)	wiremesh
1	Atap (25)	2.575	11	2.9	M7.5 - 150 mm
2		3.275	11	2.9	M7.5 - 150 mm
3	2 -24	2.575	11	4.09	M12 - 275 mm
4		3.275	11	4.09	M12 - 275 mm
5	Dasar	2.575	13	4.46	M10 - 175 mm
6		3.275	13	4.46	M10 - 175 mm

#### 4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan elemen struktur sekunder yang berfungsi untuk membagi beban dari pelat lantai untuk diteruskan ke balok induk. Balok anak dianggap struktur sekunder karena tidak memikul beban lateral akibat gempa.

##### 4.1.2.1 Balok anak lantai atap

Direncanakan profil WF 350.250.9. 14 dengan mutu baja BJ 41

<b>W</b>	79.7	kg/m	<b>tf</b>	14	mm	<b>iy</b>	6	cm
<b>A</b>	101.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	20	mm	<b>Sx</b>	1280	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	340	mm	<b>Ix</b>	21700	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	292	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	250	mm	<b>Iy</b>	3650	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	1360	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	9	mm	<b>ix</b>	14.6	cm	<b>Zy</b>	444	cm <sup>3</sup>

<b>h</b>	272	mm
----------	-----	----

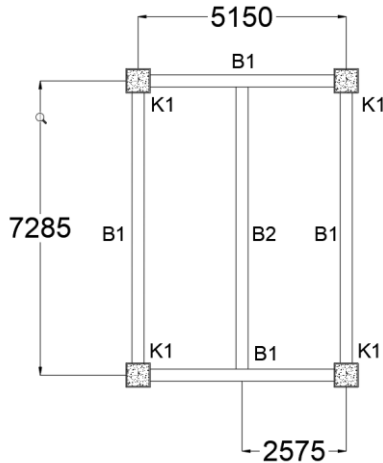
$$L_p = 298.682 \text{ cm}$$

$$L_r = 936.253$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 3 Balok anak lantai atap

a. Perencanaan pembebanan

DEAD LOAD

Bondek	= 10.1 x 2.58	= 26.01 kg/m
Aspal	= 1400 x 2.58 x 0.02	= 72.1 kg/m
Beton	= 2400 x 2.58 x 0.09	= 556.2 kg/m
Tegel	= 66 x 2.58	= 169.95 kg/m
Spesi	= 21 x 2.58	= 108.15 kg/m
MEP	= 25 x 2.58	= 64.38 kg/m
Plafon + Penggantung	= 18 x 2.58	= 46.36 kg/m
Berat profil		= 79.7 kg/m +
		qD = 1122.83 kg/m

LIVE LOAD

qL	= 97.88 x 2.58	= 252.05 kg/m
----	----------------	---------------

b. Perhitungan gaya dalam

$$qU = 1.2qD + 1.6qL = 1750.67 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot qU \cdot l^2 = 11613.78 \text{ kgm}$$

$$Du = \frac{1}{2} \cdot qU \cdot l = 6376.82 \text{ kg}$$

c. Kontrol kuat rencana momen lentur

- Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{250}{28} \leq \frac{170}{\sqrt{2500}} \rightarrow 8.93 \leq 10.75 \text{ (OK)}$$

Badan

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{272}{9} \leq \frac{1680}{\sqrt{2500}} \rightarrow 30.22 \leq 106.25 \text{ (OK)}$$

PENAMPANG KOMPAK, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 1360 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 3466640 \text{ kgcm} \\ = 34666.40 \text{ kgm}$$

- Kontrol lateral buckling

$$\text{Jarak pengikat lateral (Lb)} = 7285 \text{ mm} = 728.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 298.68 \text{ cm (tabel profil)}$$

$$L_r = 936.25 \text{ cm (tabel profil)}$$

$L_p < L_b < L_r$ , Bentang Menengah

$$Cb = \frac{12.5 Mu}{2.5Mu + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \\ = \frac{12.5 \times 11613.78}{2.5 \times 11613.78 + 3 \times 10426.03 + 4 \times 11613 + 3 \times 10426.03} \\ = 1.05 \leq 2.3 \text{ (OK)}$$

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

$$1619336.49 \text{ kgcm}$$

$$16193.36 \text{ kgm} < 34666.40 \text{ kgm}$$

$$M_p = 16193.36 \text{ kgm}$$

- Kontrol kapasitas momen

$$Mu < \phi M_n \rightarrow 11613.78 < 0.9 \times 16193.36$$

$$11613.78 \text{ kgm} < 14574.03 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol kuat rencana geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{272}{9} \leq \frac{1100}{\sqrt{2549}} \rightarrow 30.22 \leq 69.57$$

PENAMPANG PLASTIS

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 24.48 \text{ cm}^2 \times 1 \\ &= 33048 \text{ KG} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 6376 \text{ kg} < 29743.2 \text{ kg} (\phi = 0.9) \text{ (OK)}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 728.5 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = L/360 = 2.02 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL)L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11.2283+63.7682) \cdot 7.285^4}{2000000 \cdot 21700} \\ &= 1.16 < 2.02 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Profil WF 350.250.9.14 dapat digunakan

#### 4.1.2.2 Perencanaan balok anak lantai apartemen

Direncanakan profil WF 350.250.9. 14 dengan mutu baja BJ 41

<b>W</b>	79.7	kg/m	<b>tf</b>	14	mm	<b>iy</b>	6	cm
<b>A</b>	101.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	20	mm	<b>Sx</b>	1280	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	340	mm	<b>Ix</b>	21700	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	292	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	250	mm	<b>Iy</b>	3650	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	1360	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	9	mm	<b>ix</b>	14.6	cm	<b>Zy</b>	444	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	272	mm						

$$L_p = 298.682 \text{ cm}$$

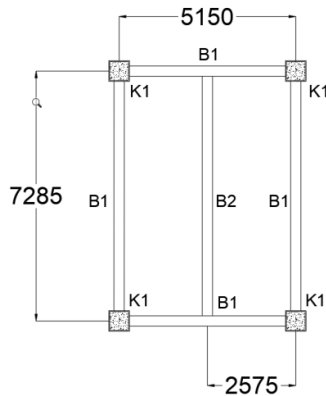
$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$L_r = 936.253$$

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$





Gambar 4. 4 Balok anak lantai apartemen

a. Perencanaan pembebanan

DEAD LOAD

Bondek	= 10.1 x 2.58	= 26.01 kg/m
Beton 9 cm	= 2400 x 2.58 x 0.09	= 556.2 kg/m
Tegel	= 66 x 2.58	= 169.95 kg/m
Spesi	= 21 x 2.58	= 108.15 kg/m
MEP	= 25 x 2.58	= 64.38 kg/m
Plafon + Penggantung	= 18 x 2.58	= 46.36 kg/m
Berat profil		<u>= 79.7 kg/m +</u>
	qD	= 943.66 kg/m

LIVE LOAD

$$qL = 195.79 \times 2.58 = 504.15 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan gaya dalam

$$qU = 1.2qD + 1.6qL = 1939.03 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot qU \cdot l^2 = 12863.34 \text{ kgm}$$

$$Du = \frac{1}{2} \cdot qU \cdot l = 7062.92 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat rencana momen lentur

- Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{250}{28} \leq \frac{170}{\sqrt{2500}} \rightarrow 8.93 \leq 10.75 \quad (\text{OK})$$

Badan

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{272}{9} \leq \frac{1680}{\sqrt{2500}} \rightarrow 30.22 \leq 106.25 \quad (\text{OK})$$

PENAMPANG KOMPAK, maka  $M_{nx} = M_{px}$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y = 1360 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 3466640 \text{ kgcm} \\ &= 34666.40 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Kontrol lateral buckling

$$\text{Jarak pengikat lateral (Lb)} = 7285 \text{ mm} = 728.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 298.68 \text{ cm (tabel profil)}$$

$$L_r = 936.25 \text{ cm (tabel profil)}$$

$L_p < L_b < L_r$ , Bentang Menengah

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_u}{2.5 M_u + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\ &= \frac{12.5 \times 12863.34}{2.5 \times 12863.34 + 3 \times 9646.62 + 4 \times 12863.34 + 3 \times 9646.62} \\ &= 1.14 \leq 2.3 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

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

$$M_{nx} = 17498.88 \text{ kgcm}$$

$$17498.88 \text{ kgm} < 34666.40 \text{ kgm}$$

$$\text{Maka, } M_{px} = 17498.88 \text{ kgm}$$

c. Kontrol kapasitas momen

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 12863.34 < 0.9 \times 16939.02$$

$$12863.34 \text{ kgm} < 15245.12 \text{ kgm} \quad (\text{OK})$$

d. Kontrol kuat rencana geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{272}{9} \leq \frac{1100}{\sqrt{2549}} \rightarrow 30.22 \leq 69.57$$

PENAMPANG PLASTIS

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 24.48 \text{ cm}^2 \times 1$$

$$= 37443.38 \text{ kgm}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$7062.92 < 0.9 \times 37443.38$$

$$7062.92 < 29743.2 \quad (\text{OK})$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 728.5 \text{ cm}$$

$$f.\text{ijin} = L/360 = 2.02 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL).L^4}{E.Ix} = \frac{5}{384} \times \frac{(11.2283+63.7682).7.285^4}{2000000.21700} = 1.22 < 2.02 \quad (\text{OK})$$

Profil WF 350.250.9.14 dapat digunakan

#### 4.1.2.3 Rekapitulasi perencanaan balok anak

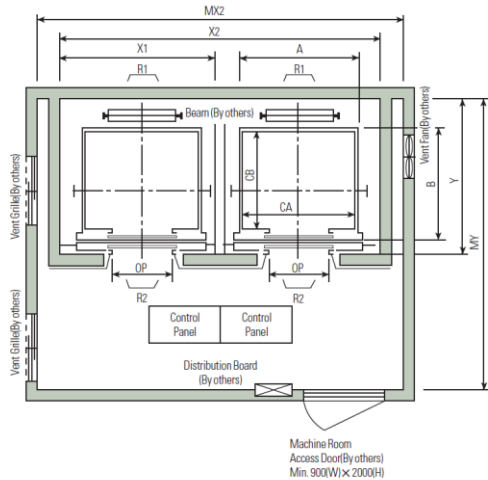
Berikut merupakan rekapitulasi perencanaan balok anak pada lantai apartemen.

No	lantai	Bentang (m)	Mutu baja	Profil
1	1 (Dasar)	7.285	BJ 41	WF 350.250.9.14
2	2 - 24	7.285		
3	25 (atap)	7.285		

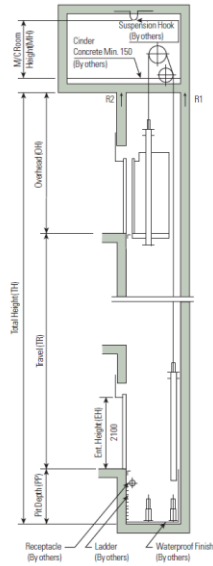
#### 4.1.3 Perencanaan Balok Lift

Balok lift direncanakan berdasarkan pada lift yang tersedia di pasaran. Perencana menggunakan lift dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tipe Lift : *Passenger elevator*
- Merek : *Hyundai*
- Kapasitas : 24 orang / 1600 kg
- Lebar pintu : 1100 mm  
(*clear opening*)
- Dimensi ruang luncur : 5500 x 2280 mm  
(*Hoistway inside*)
- Dimensi sangkar : 2150 x 1600 mm (internal)  
2250 x 1770 mm (eksternal)
- Dimensi ruang mesin : 5650 x 4200 mm
- Beban reaksi r. mesin : R1 = 8500 kg  
R2 = 6800 kg



Gambar 4. 5 Denah lift



Gambar 4. 6 Potongan melintang *lift*

Balok Penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF  
400.300.10.16

W	107	kg/m	tf	16	mm	iy	7.28	cm
A	136	cm <sup>2</sup>	r	22	mm	Sx	1980	cm <sup>3</sup>
d	390	mm	Ix	38700	cm <sup>4</sup>	Sy	481	cm <sup>3</sup>
bf	300	mm	Iy	7210	cm <sup>4</sup>	Zx	2116	cm <sup>3</sup>
tw	10	mm	ix	16.9	cm	Zy	729	cm <sup>3</sup>
h	314	mm						

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

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

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$

#### 4.1.3.1 Rencana Pembebanan

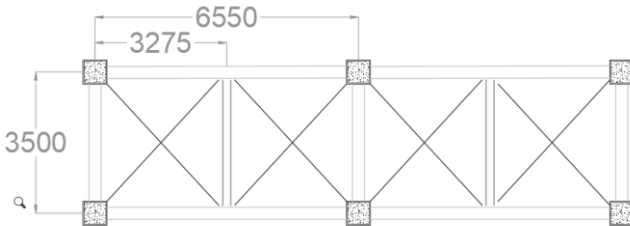
DEAD LOAD (DL)

Berat profil

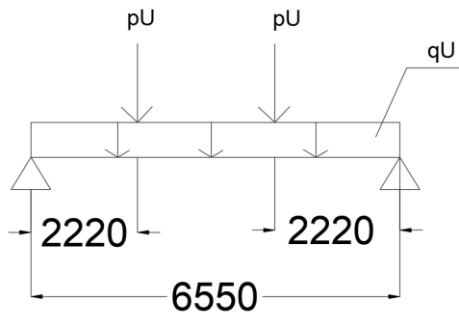
$$= 107 \text{ kg/m}$$

Berat sambungan (10%)	$= 10.7 \text{ kg/m} +$
	$qD = 117.7 \text{ kg/m}$
LIVE LOAD (LL)	
Beban hidup perawatan	$qL = 100 \text{ kg/m}$
BEBAN BERGUNA	
$qU = 1.2qD + 1.6 qL$	$= 301.24 \text{ kg/m}$
BEBAN TERPUSAT	
Berdasarkan pasal 4.7 RSNI 03-1727-2013	
$Pu_1 = R1.(1+100\%)$	$= 12750 \text{ kg}$
$Pu_2 = R2.(1+100\%)$	$= 10200 \text{ kg}$

#### 4.1.3.2 Perhitungan Gaya Dalam



Gambar 4. 7 Rencana penempatan lift pada struktur



Gambar 4. 8 Model Pembebanan pada balok penggantung lift

$$Ra = Rb = \frac{2 \cdot Pu + qU \cdot L}{2} = \frac{2 \times 12750 + 301.24 \times 6.55}{2}$$

$$= 13736.561 \text{ kg}$$

$$Mu = \frac{1}{8}qU \cdot L^2 + P \cdot x = \frac{1}{8} \times 301.24 \times 6.65^2 + 12750 \times 1.875$$

$$Mu = 25521.7 \text{ kgm}$$

$$Vu = Ra = Rb = 13736.561 \text{ kg}$$

#### 4.1.3.3 Kontrol penampang terhadap lentur

- Sayap

$$\frac{b}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{300}{32} \leq \frac{170}{\sqrt{2500}} \rightarrow 7.5 \leq 10.75 \quad (\text{OK})$$

- Badan

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{314}{10} \leq \frac{1680}{\sqrt{2500}} \rightarrow 45.8 \leq 106.25 \quad (\text{OK})$$

PENAMPANG KOMPAK, maka  $M_{nx} = M_{px}$

$$M_p = Z_x \cdot fy = 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 10984718 \text{ kgcm}$$

$$= 109847.18 \text{ kgm}$$

f. Kontrol lateral buckling

$$\text{Jarak pengikat lateral (Lb)} = 6650 \text{ mm} = 665 \text{ cm}$$

$$L_p = 325 \text{ cm (tabel profil)}$$

$$L_r = 1003 \text{ cm (tabel profil)}$$

$$L_p < L_b < L_r, \text{ Bentang Menengah}$$

$$Cb = \frac{12.5 Mu}{2.5Mu + 3M_A + 4 M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{12.5 \times 25521.7}{2.5 \times 25521.7 + 3 \times 22088 + 4 \times 25521.7 + 3 \times 22088}$$

$$= 1.069 \leq 2.3 \quad (\text{OK})$$

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

$$M_{nx} = 5007409 \text{ kgcm}$$

$$50074.09 \text{ kgm} < 53942 \text{ kgm}$$

$$\text{Maka, } M_{px} = 50074.09 \text{ kgm}$$

g. Kontrol kapasitas momen

$$\begin{aligned} M_u < \phi M_n &\rightarrow 25521.7 < 0.9 \times 50074.09 \text{ kgm} \\ 25521.7 \text{ kgm} &< 45066.68 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

i. Kontrol kuat rencana geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{314}{10} \leq \frac{1100}{\sqrt{2549}} \rightarrow 31.4 \leq 69.57$$

PENAMPANG PLASTIS

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 31.4 \text{ cm}^2 \times 1 \\ &= 42390 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$13736 < 0.9 \times 42390$$

$$13736 < 38151 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

ii. Kontrol lendutan

$$L = 665 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = L/360 = 1.84 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL)L^4}{E.I_x} + \frac{23PL^3}{648I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(1.177+1) \times 6.55}{2000000 \times 38700} + \\ &\frac{23 \times 12750 \times 6.55^3}{648 \times 38700} \\ &= 1.71 \text{ cm} < 1.819 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Profil WF 400.300.10.16 dapat digunakan



#### 4.1.4 Perencanaan Tangga

Data tangga :

- Mutu Baja : BJ41
- Tinggi antar lantai : 3700 mm
- Panjang bordes : 1625 mm
- Panjang tangga : 3000 mm
- Lebar tangga : 1200 mm
- Lebar injakan (i) : 273 mm
- Tinggi injakan (t) : 168 mm

Persyaratan jumlah injakan tangga :

$$60 \text{ cm} < 2t + I < 65 \text{ cm}$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

- Jumlah injakan

Direncanakan tinggi injakan 168 mm

$$\text{Jumlah injakan} = 3700 / (2 * 168) = 11.01 = 11 \text{ injakan}$$

$$60 \text{ cm} < 2t + I < 65 \text{ cm}$$

$$60 < 60.9 < 65$$

(OK)

- Kemiringan tangga

$$a = \arctan (1850/3000) = 31.66$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

$$25^\circ < 31.66^\circ < 40^\circ$$

(OK)

##### 4.1.4.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Berat Jenis baja : 7850 kg/m<sup>3</sup>

BJ41 : fy = 250 MPa, fu = 410 MPa

- a. Perencanaan tebal pelat

Pelat direncanakan dengan tebal 3 cm

**BEBAN MATI**

$$\text{Pelat} \quad 0.003 * 1.2 * 7850 = 28.26 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan} \quad 10\% * 28.26 = 2.826 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{qD} = \mathbf{31.086 \text{ kg/m}}$$

**BEBAN HIDUP (SNI 1727 : 2013, Tabel 4-1))**

$$\text{Tangga dan jalan keluar} \quad 488.44 * 1.2 = 586.128 \text{ kg/m}$$

$$\text{Terpusat} \quad = 135.62 \text{ kg}$$

Perhitungan gaya dalam

$$MD = \frac{1}{8}qD.L^2 = \frac{1}{8} \times 31.086 \times 0.00273^2 m$$

$$= 0.289 \text{ kgm}$$

$$ML = \frac{1}{8}qL.L^2 = \frac{1}{8} \times 488.44 \times 0.00273^2 m$$

$$= 4.55 \text{ kgm}$$

$$MLP = \frac{1}{4}P.L = \frac{1}{4} \times 135.62 \times 0.00273 m = 9.25 \text{ kgm}$$

Menentukan : MD = 0.289 kgm

MLP = 9.25 kgm

Kombinasi pembebanan

$$Mu = 1.2MD + 1.6MLP = 15.157 \text{ kgm}$$

- Kontrol momen lentur

$$Zx = 0.25Bh^2 = 0.25 \times 120\text{cm} \times 0.3^2 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^3$$

$$Mn = Zx Fy = 2.7\text{cm}^3 \times 2549\text{kg/cm}^2 = 6882.97 \text{ kgcm}$$

$$= 68.82 \text{ kgm}$$

$$Mu < \emptyset Mn$$

$$15.15 < 0.9 \times 68.82$$

$$15.15 < 61.94 \text{ kgm}$$

- Kontrol lendutan

$$f.i\text{ijin} = L/240 = 27.3 / 240 = 0.11375 \text{ cm}$$

$$f_0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(qu \times L^4)}{EIx} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{PL^3}{EIx} \right]$$

$$F_0 = 0.10848 < 0.11375 \quad (\text{OK})$$

#### 4.1.4.2 Perencanaan bordes

- Direncanakan tebal pelat bordes

$$\text{Tebal} = 7 \text{ mm}$$

**BEBAN MATI**

$$\text{Pelat} = 0.007 \text{ m} \times 1.625 \times 7850 = 89.293 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan} = 10\% = 8.929 \text{ kg/m}$$

**BEBAN HIDUP**

$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 488.44 \times 1.625 = 793.715 \text{ kg/m}$$

$$\text{Terpusat} = 135.62 \text{ kg}$$

Berikut merupakan gaya dalam yang dihasilkan oleh pelat akibat beban – beban tersebut

$$M_D = 1/8 q_d L^2 = 1/8 \times 98.223 \times 1.2^2 = 25.459 \text{ kgm}$$

(menentukan)

$$M_L = 1/8 q_L L^2 = 1/8 \times 793.7 \times 1.2^2 = 205.73 \text{ kgm}$$

(menentukan)

$$M_{PL} = 1/4 PL = 1/4 \times 135.62 \times 1.2 = 40.686 \text{ kgm}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 359.72 \text{ kgm}$$

o Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 bh^2 = 1/4 \times 162.5 \text{cm} \times 0.49 \text{cm} = 19.9 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 19.9 \times 2549.25 = 50746.01 \text{ kgcm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

#### 4.1.4.3 Perencanaan balok utama

Pada balok utama tangga, direncanakan balok WF 150.100.6.9

<b>W</b>	21.1	kg/m	<b>tf</b>	9	mm	<b>iy</b>	2.37	cm
<b>A</b>	26.8	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	11	mm	<b>Sx</b>	138	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	148	mm	<b>Ix</b>	1020	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	30.1	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	100	mm	<b>Iy</b>	151	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	150	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	6	mm	<b>ix</b>	6.17	cm	<b>Zy</b>	46	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	108	mm						

BJ 41

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_p = 117.979 \text{ cm}$$

$$L_r = 501.220 \text{ cm}$$

- Perhitungan pembebanan

o Pembebanan bidang miring

Beban mati

$$\text{Pelat anak tangga} \quad 0.003 \times 7850 \times 1.2 = 28.26 \text{ kg/cm}^2$$

<i>Hand rail</i>		= 20 kg/m
Profil siku	4.6 x 1.2	= 5.52 kg/m
Profil balok utama	21.1 x 3cos(31.6)	= 53.88 kg/m
		= 107.6 6kg/m
Sambungan (10%)		= 10.76 kg/m
	<b>qD</b>	<b>= 118.42 kg/m</b>

Beban hidup		
Lantai tangga	488.44 x 0.46	= 224.68 kg/m
	<b>qL</b>	<b>= 224.68 kg/m</b>

Beban berfaktor		
Qu = 1.2qD + 1.6qL		= <b>501.6 kg/m</b>

o Pembebanan bidang horizontal

Beban mati		
Hand rail		= 20 kg/m
Profil balok utama		= 21.1 kg/m
		= 41.1 6kg/m
Sambungan (10%)		= 4.11 kg/m
	<b>qD</b>	<b>= 45.21 kg/m</b>

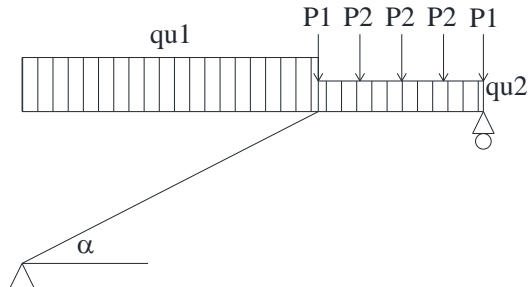
Beban hidup		
Lantai tangga	488.44 x 0.46	= 224.68 kg/m
	<b>qL</b>	<b>= 224.68 kg/m</b>

Beban berfaktor		
Qu = 1.2qD + 1.6qL		= 413.74 kg/m

Beban untuk bordes (beban pada perhitungan bordes)		
P1 = 0.5 x 1.2qDB x 1.2	= 0.5 x 64.5 x 12	= 38.7 kg
P2 = 0.5 x 1.2qDA x 1.2	= 0.5 x 116.72 x 1.2	= 70.03 kg

- Perhitungan gaya dalam

Pada perhitungan gaya dalam, dilakukan permodelan pada ETABS 2013. Berikut merupakan hasilnya.



Gambar 4. 9 Pembebanan pada balok utama tangga

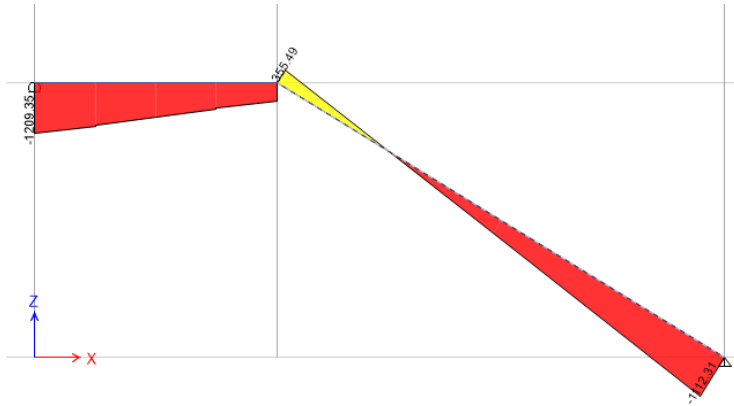
- o Momen yang terjadi



Gambar 4. 10 diagram momen balok utama tangga

$$M \text{ max} = 1332.72 \text{ kgm}$$

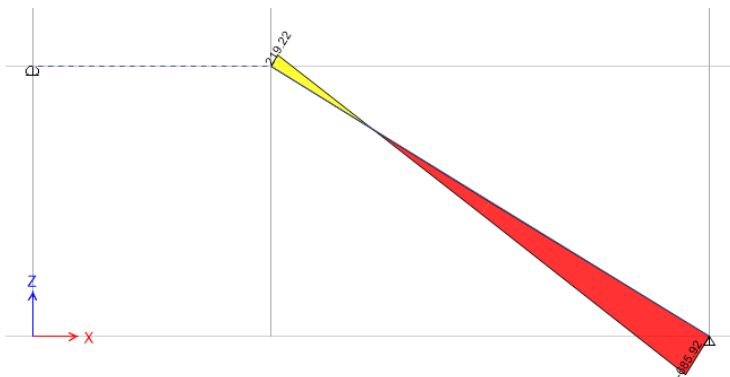
- o Gaya geser yang terjadi



Gambar 4. 11 Diagram geser pada balok utama tangga

$$V \text{ max} = 1209.35 \text{ kg}$$

- Gaya normal yang terjadi



Gambar 4. 12 Diagram normal pada balok utama tangga

$$N \text{ max} = 685.92$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

○ Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 9} = 5.55$$

$$\lambda p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda p$  (Penampang kompak)

○ Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{108}{5} = 18$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 150 \times 2549 = 382387.5 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$133372 \leq 0.9 \times 382387.5$$

$$133372 \leq 344148.75 \text{ kgcm}$$

(OK)

- Kontrol penampang terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{108}{5} = 18$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2549 \times 6.48 \times 1 = 9911.484 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$1209.35 \leq 8920.3356 \text{ kg}$$

(OK)

- Kontrol interaksi tekan lentur

$L = 515.1 \text{ cm}$  (panjang bidang miring tangga)

$$Kc = 2 \text{ (sendi – rol)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 227.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y/f_e = 2549/227.52 = 11.2$$

$$F_{cr} = 0.977F_e = 222.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_n = \text{Ag. } F_{cr} = 26.84 \times 222.29 = 5966.32 \text{ kg}$$

$$\phi N_n = 0.85N_n = 5071.3765$$

Kontrol persamaan interaksi

$$\frac{Nu}{\phi N_n} + \frac{Mux}{\phi Mnx} < 1$$

$$0.1352 + 0.3875 < 1$$

$$0.5228 < 1$$

(OK)

#### b. Perencanaan balok penumpu

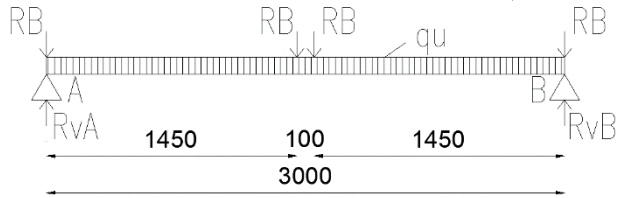
Balok penumpu bordes direncanakan menggunakan profil WF 150 x 100 x 6 x 9, dengan data-data sebagai berikut :

d = 150 mm	$i_x = 6.17 \text{ cm}$
$b_f = 100 \text{ mm}$	$i_y = 2,37 \text{ cm}$
$t_f = 9 \text{ mm}$	$Z_x = 150 \text{ cm}^3$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$Z_y = 46 \text{ cm}^3$
A = 26.84 cm <sup>2</sup>	$S_x = 138 \text{ cm}^3$
W = 21.1 kg/m	$S_y = 30.1 \text{ cm}^3$
$I_x = 1020 \text{ cm}^4$	r = 11 mm
$I_y = 151 \text{ cm}^4$	h = d – 2 (tf + r) = 108 mm

#### - Perencanaan Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu bordes diperoleh dari gaya reaksi RB yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu bordes. Pada balok penumpu bordes juga bekerja beban merata yaitu berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu bordes dapat dilihat pada gambar di bawah ini :





Gambar 4. 13 Pembebanan Balok Penumpu Bordes

$$RB = 2820,86 \text{ kg}$$

Beban mati merata

$$\text{Berat profil balok} = 21.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 1,8 \text{ m} \times 75 \text{ kg/m}^2 = 138.75 \text{ kg/m} +$$

$$159.85 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan, dll (10\%)} = 2.11 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 161.96 \text{ kg/m}$$

- Gaya dalam

Reaksi tumpuan

$$Vu = Ra = \frac{1}{2} \times qu \times L + Pu$$

$$Ra = \frac{1}{2} \times 194.352 \times 3.135 + 1251.886$$

$$= 1556.532 \text{ kg}$$

Gaya geser

$$Vu = -R_{VA} = -1556.53 \text{ kg}$$

Momen maksimum

$$Mu = Ra \times \frac{L}{2} - \frac{1}{8} \times qu \times L^2 - Pu \times L$$

$$= 2439.864 - 238.766 - 1211.199$$

$$= 989.898 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang

Kontrol penampang

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{108 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 18$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106.35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{100 \text{ mm}}{2 \times 9 \text{ mm}} = 5.55$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10.75$$

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\ &= 150 \text{ cm}^3 \times 2549.25 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 382387.5 \text{ kg.cm} = 3823.875 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang ( $L_b$ ) adalah lebar tangga.

$$L_b = L_{\text{tangga}} = 120 \text{ cm}$$

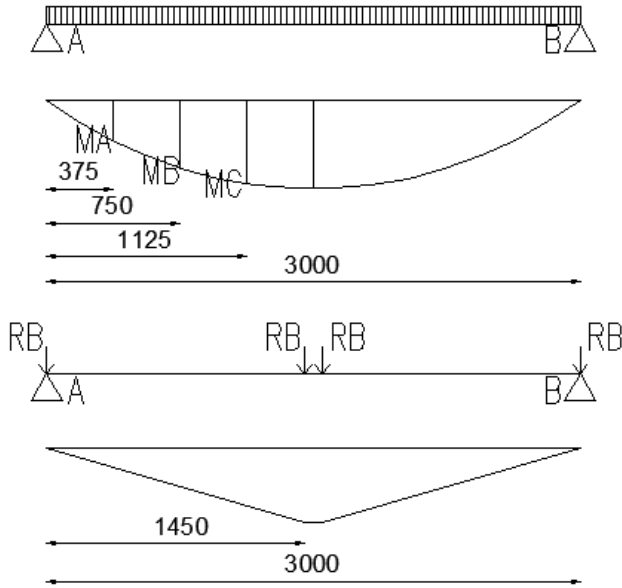
Dari tabel  $L_p$  dan  $L_r$  diperoleh nilai sebagai berikut :

$$L_p = 117.979 \text{ cm}$$

$$L_r = 501.22 \text{ cm}$$

Dikarenakan  $L_p < L_b < L_r$  maka balok termasuk dalam bentang menengah, sehingga :

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



Gambar 4. 14 Diagram Momen Balok Penumpu Bordes

$$M_A = M_C = R_A \times \frac{L}{8} - R_B \times \frac{L}{8} - q_U \times \frac{L}{8} \times \frac{L}{16}$$

$$= 930.2065 \text{ kg.m}$$

$$M_B = R_A \times \frac{L}{4} - R_B \times \frac{L}{4} - q_U \times \frac{L}{4} \times \frac{L}{8}$$

$$= 989.898 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max} = 989.898 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = 1.029 \leq 2,3 \rightarrow C_b \text{ pakai} = 1.029$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 150 \text{ cm}^3 \times 2549.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 382387.5 \text{ kg.cm} = 3823.875 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \times (M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) \\
 &= 1,36 \times (777268,1 - (777268,1 - 0,7 \times 2548,42 \\
 &\quad \times 285) \left( \frac{145 - 138,887}{404,550 - 138,887} \right)) \\
 &= 393046.2449 \text{ kg.cm} \\
 &= 3930.4624 \text{ kg.m} > M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_p
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \times M_p &\geq M_U \\
 0,9 \times 393046.24 \text{ kg.m} &\geq 98989.831 \text{ kg.m} \\
 353741.6204 \text{ kg.m} &> 98989.831 \text{ kg.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{t_w} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}; C_v = 1 \quad ; K_v = 5 \\
 \frac{h}{t_w} &= \frac{108 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 18 \\
 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} &= 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{250}} = 69.57
 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \rightarrow \text{Kondisi Geser Plastis}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 2549.25 \text{ kg/cm}^2 \times (6 \text{ cm} \times 108 \text{ cm}) \times 1 \\
 &= 9911.484 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,9 \times 9911.484 \text{ kg} \\
 &= 8920.335 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat, } V_U &\leq \phi V_n \\
 1556.532 \text{ kg} &< 8920.33 \text{ kg} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \times q_{DL} \times L^4}{384 \times E \times I_X} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I_X} \\
 &= 0.1175 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{313.5 \text{ cm}}{360} = 1.306 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat, } f^{\circ} \leq f_{ijin}$$

$$0.1249 \text{ cm} < 1.306 \text{ cm (OK)}$$

Profil WF 150 x 100 x 6 x 9 dapat digunakan sebagai balok penumpu bordes pada tangga gedung apartemen ini.

Tabel 4. 1 Tabel Rekapitulasi Tangga

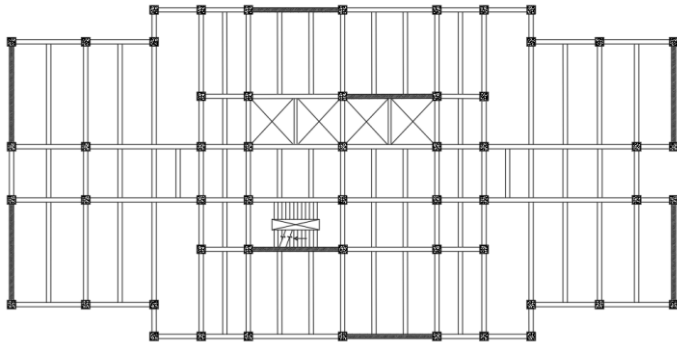
<b>Tipe Tangga</b>	<b>Jenis Struktur</b>	<b>Profil</b>
TIPE 1	Pelat Anak Tangga	Pelat t=3mm
	Pelat Bordes	Pelat t=7mm
	Balok Bordes	WF 100x50x5x7
	Balok Utama Tangga	WF 150x100x6x9
	Balok Penumpu Tangga	WF 150x100x6x9
TIPE 2	Pelat Anak Tangga	Pelat t=3mm
	Pelat Bordes	Pelat t=7mm
	Balok Bordes	WF 100x50x5x7
	Balok Utama Tangga	WF 150x100x6x9
	Balok Penumpu Tangga	WF 150x100x6x9

## 4.2 Permodelan Struktur

### 4.2.1 Penjelasan Umum

Dalam mengerjakan tugas akhir ini, penyusun menggunakan perangkat lunak *ETABS 13* untuk memodelkan sistem struktur gedung. *ETABS* dipilih karena preferensi dari penyusun, lebih mudah dalam penggunaannya.

Gedung dimodelkan sesuai dengan denah dan struktur yang sudah di modifikasi terlebih dahulu. Tinggi gedung 91.7 m terdiri dari 25 lantai (termasuk lantai atap). Sistem struktur yang digunakan sesuai dengan judul tugas akhir ini, menggunakan *eccentrically braced frames (EBFs)* pada portal – portal untuk menyerap gaya lateral terhadap gedung, khususnya gaya gempa. Penempatan EBF diatur sedemikian rupa agar memenuhi syarat sistem ganda. Namun secara umum permodelan dilakukan dengan dikontrol untuk memenuhi segala syarat yang tertuang pada SNI 1729 – 2015 dan SNI 1726 – 2018 mengenai permodelan.

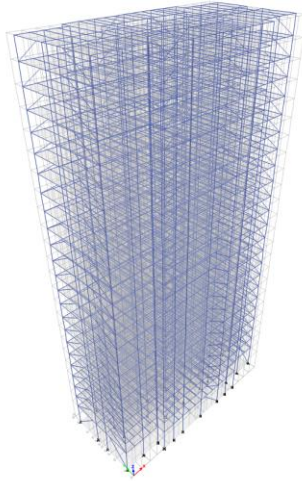


Gambar 4. 15 Denah struktur gedung City57

Pada permodelan struktur, penyusun memodelkan arah vertikal (melintang) sebagai sumbu y dan horizontal (memanjang) sebagai sumbu x. Analisis struktur yang dilakukan pada gedung City57 ini tanpa menggunakan dilatasi.

Permodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu analisa struktur ETABS 2013. Pada perangkat lunak

ini, struktur gedung direncanakan sesuai dengan kondisi sebenarnya, sehingga perencanaan dapat mengacu kepada SNI 1729 – 2015 dan SNI 1726 – 201X.



Gambar 4. 16 Permodelan struktur gedung City57

#### 4.2.2 Pembebanan struktur utama

Pembebanan struktur dilakukan dengan mengacu kepada standar pembebanan SNI 1727 – 2013 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan detail sebagai berikut:

##### 1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya.

- a. Berat beton bertulang ( $2400 \text{ kg/m}^3$ )
- b. Berat pelat bondek ( $10.1 \text{ kg/m}^2$ )
- c. Berat baja ( $\text{kg/m}^2$ )
- d. Berat dinding bata ringan ( $100 \text{ kg/m}^2$ )
- e. Berat spesi ( $22 \text{ kg/m}^2$ ) untuk ketebalan 1cm
- f. Berat keramik ( $24 \text{ kg/m}^2$ ) untuk ketebalan 1 cm

- g. Berat *ducting* dan *plumbing* ( $10 \text{ kg/m}^2$ )
- h. Berat plafond dan penggantung ( $18 \text{ kg/m}^2$ )
- i. Beban lift (tercantum pada brosur)

Berikut merupakan beban mati yang dimasukkan pada permodelan struktur gedung City57:

- a. Pelat lantai dasar (ruang publik)
  - Berat plafon & penggantung =  $18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi 2cm =  $42 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik =  $24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat *ducting plumbing* =  $25 \text{ kg/m}^2$
  - =  $109 \text{ kg/m}^2$
- b. Pelat Lantai 2-25 (*Unit* apartemen)
  - Berat plafon & penggantung =  $18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi 2cm =  $42 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik =  $24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat *ducting plumbing* =  $25 \text{ kg/m}^2$
  - =  $109 \text{ kg/m}^2$
- c. Pelat Lantai 21 (Atap)
  - Berat plafon & penggantung =  $18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi 1cm =  $21 \text{ kg/m}^2$
  - Berat Aspal 2cm =  $28 \text{ kg/m}^2$
  - Berat *waterproofing* =  $5 \text{ kg/m}^2$
  - Berat *ducting plumbing* =  $25 \text{ kg/m}^2$
  - =  $97 \text{ kg/m}^2$

## 2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi  $100 \text{ kg/m}^2$ . Beban hidup yang bekerja pada perkantoran dan *mall* ini adalah sebagai berikut:

- a. Lantai 1 (Ruang Publik) =  $479 \text{ kg/m}^2$
- b. Lantai 2-20 (Ruang Kamar) =  $192 \text{ kg/m}^2$



$$c. \text{ Lantai 21 (Atap)} = 97,9 \text{ kg/m}^2$$

### 3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Beban gempa disesuaikan dengan lokasi bangunan. Data parameter gempa diambil dari desain spektra Indonesia di situs resmi [puskim.pu.go.id](http://puskim.pu.go.id). Data tersebut akan diolah untuk menganalisa beban gempa dinamik.

### 4. Data Tanah

Dalam menentukan data gempa, diperlukan data tanah yaitu kelas situs. Selain itu data tanah juga diperlukan untuk mendesain pondasi. Salah satu cara untuk mengetahui kelas situs adalah dengan tes penetrasi tanah (*Soil Penetration Test; SPT*). Berikut perhitungan nilai N rata – rata untuk menentukan jenis tanah:

$$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras}$$

$$15 \geq \tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Sedang}$$

$$\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak}$$

Tabel 4 1 Perhitungan nilai N rata - rata

Lapisan ke-i	Kedalaman (m)	Tebal lapisan (di) (m)	Nilai N-SPT	di/N
1	1	1	1	1.00
2	4.5	2	2	1.00
3	7.5	3	20	0.15
4	10	2.5	50	0.05
5	13.5	3.5	43	0.08
6	15	1.5	50	0.03
7	18	3	31	0.10
8	21	3	14	0.21
9	24	3	14	0.21
10	27	3	17	0.18

11	30	3	17	0.18
12	33	3	17	0.18
13	36	3	48	0.06
14	39	3	50	0.06
15	42	3	50	0.06
16	45	3	35	0.09
17	48	3	24	0.13
18	51	3	29	0.10
19	54	3	24	0.13
20	57	3	33	0.09
21	60	3	30	0.10
Total		58.5		4.18

$$\tilde{N} = 58.5 / 4.18 = 13.99 < 15$$

Dari perhitungan nilai  $\tilde{N}$  rata – rata diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (**kelas situs E**)

#### 4.2.2.1 Berat total bangunan

Besarnya gaya gempa sangat tergantung terhadap berat struktur bangunan. Perlu adanya kontrol permodelan untuk mengetahui selisih perbedaan berat bangunan perhitungan manual dan perhitungan perangkat lunak. Berat dari bangunan terdiri dari beban mati struktur (balok, kolom, pelat, dan elemen struktur lainnya), beban hidup pada pelat, dan beban mati tambahan (*plumbing, ducting, plafond, dan lainnya*).

Pada perencanaan tugas akhir ini dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis perangkat lunak dengan kombinasi 1D + 1L. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi 5%.

Tabel 4 2 Perhitungan pembebanan struktur manual

## a. Beban lantai basement

No	Elemen	n	tinggi (h)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Kolom CFT 800.800.30	16	4.5	2039.58	146849.8
2	Kolom CFT 700.700.25	38	4.5	1543.875	264002.6
<b>Subtotal</b>					<b>410852.4</b>

No	Elemen	n	Panjang (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Bracing arah x	4	6.9	128	3532.8
2	Bracing arah y	4	7.4	124	3670.4
<b>Subtotal</b>					<b>7203.2</b>

## Total beban basement

No	Elemen	Beban (kg)
1	Kolom CFT	410,852.39
2	Bracing	7,203.20
	<b>Total</b>	<b>418,055.59</b>

## b. Beban lantai dasar

No	Elemen	n	tinggi (h)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Kolom CFT 800.800.30	16	6.3	2039.58	205589.7
2	Kolom CFT 700.700.25	38	6.3	1543.875	369603.7
<b>Subtotal</b>					<b>575193.3</b>

No	Elemen	n	Luas 1 pelat (m <sup>2</sup> )	beban (kg/m <sup>2</sup> )	beban (kg)
1	Pelat bondek 9cm	8	18.76	202.1	30331.168
2		2	17.575	202.1	7103.815
3		8	17.3	202.1	27970.64
4		4	8.79	202.1	7105.836
5		1	9.53	202.1	1926.013
6		8	9.83	202.1	15893.144
7		12	13.11	202.1	31794.372
8		8	5.73	202.1	9264.264
9		8	6.06	202.1	9797.808
10		6	8.08	202.1	9797.808
11		3	7.5	202.1	4547.25
12	Pelat bondek 11cm	4	31.13	250.1	31142.452
					<b>186674.57</b>
13	1/2 luas bondek total				<b>93337.285</b>
<b>Subtotal</b>			<b>894.1</b>		<b>280011.855</b>

No	Elemen (per lantai)	n	Panjang (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Bracing arah x	4	8.1846	128	4190.5152
2	Link arah x	4	1.325	124	657.2
3	Bracing arah y	4	8.6725	128	4440.32
4	Link arah y	4	1.325	124	657.2
<b>Subtotal</b>					<b>9945.2352</b>

No	Beban hidup (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	479	894.1	428273.9
<b>Subtotal</b>			<b>428273.9</b>

No	Elemen	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	plumbing + plafon + tegel dll	109.1079	894.1	97553.3 7339
		Beban (kg/m)	Panjang (m)	Beban (kg)
2	dinding bata ringan	945	282.065	266551. 425
<b>Subtotal</b>				<b>364104. 7984</b>

Total beban lantai dasar

No	Elemen	Beban (kg)
1	Kolom CFT	575,193.34
2	Pelat	280,011.86
3	Bracing + link	9,945.24
4	Beban hidup	428,273.90
5	Mati tambahan	364,104.80
	<b>Total</b>	<b>1,657,529.13</b>

c. Beban lantai 2 – 10

No	Elemen	n	tinggi (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Kolom CFT 800.800.30	16	3.7	2039.58	120743.1
2	Kolom CFT 700.700.25	38	3.7	1543.875	217068.8
<b>Subtotal</b>					<b>337812.0</b>

No	Elemen	Panjang (m)	Beban	Beban (kg)
1	BI 600.300.12.20	439.37	151	64888
2	BA 350.250.9.14	179.88	79.7	14336.4

No	Elemen (per lantai)	Jumlah	Panjang (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Bracing arah x	4	6.4	128	3276.8
2	Link arah x	4	1.325	124	657.2
3	Bracing arah y	4	7.1	128	3635.2
4	Link arah y	4	1.325	124	657.2
<b>Subtotal</b>					<b>8226.4</b>

No	Elemen	n	Luas 1 pelat (m <sup>2</sup> )	beban (kg/m <sup>2</sup> )	beban (kg)
1	Pelat bondek 9cm	8	18.76	202.1	30331.168
2		2	17.575	202.1	7103.815
3		8	17.3	202.1	27970.64
4		4	8.79	202.1	7105.836
5		1	9.53	202.1	1926.013
6		8	9.83	202.1	15893.144
7		12	13.11	202.1	31794.372
8		8	5.73	202.1	9264.264
9		8	6.06	202.1	9797.808
10		6	8.08	202.1	9797.808
11		3	7.5	202.1	4547.25

12	Pelat bondek 11cm	4	31.13	250.1	31142.452
					<b>186674.57</b>
13	1/2 luas bondek total				<b>93337.285</b>
<b>Subtotal</b>			<b>894.1</b>		<b>280011.855</b>

No	Beban hidup (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	199.861	178695.8989	178695.8989
<b>Subtotal</b>			178695.8989

No	Elemen	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	plumbing + plafon + tegel dll	109.1079	894.1	97553.37339
		Beban (kg/m)	Panjang (m)	Beban (kg)
2	dinding bata ringan	555	252.61	140198.55
<b>Subtotal</b>				<b>237751.9234</b>

No	Elemen	n lantai	Beban
1	Balok Memanjang	9	289,160.00
2	Balok Melintang	9	294,835.05
3	Balok Anak	9	129,027.92
7	Kolom CFT	9	3,040,307.65
6	Bracing + link	9	74,037.60
7	Pelat	9	2,520,106.70

8	Beban hidup	9	1,608,263.09
9	Beban mati tambahan	9	2,139,767.31
	<b>Total</b>		<b>10,095,505.32</b>

## d. Beban lantai 11 – 24

No	Elemen	n	tinggi (h)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Kolom CFT 800.800.30	16	3.7	2039.58	120743.1
2	Kolom CFT 700.700.25	38	3.7	1543.875	217068.8
<b>Subtotal</b>					<b>337812.0</b>

No	Elemen	Panjang (m)	Beban	Beban (kg)
1	BI 600.300.12.20	439.37	151	64888
2	BA 350.250.9.14	179.88	79.7	14336.4

No	Elemen (per lantai)	Jumlah	Panjang (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
1	Bracing arah x	4	6.4	128	3276.8
2	Link arah x	4	1.325	124	657.2
3	Bracing arah y	4	7.1	128	3635.2
4	Link arah y	4	1.325	124	657.2
<b>Subtotal</b>					<b>8226.4</b>

No	Elemen	n	Luas 1 pelat (m <sup>2</sup> )	beban (kg/m <sup>2</sup> )	beban (kg)
1	Pelat bondek 9cm	8	18.76	202.1	30331.168
2		2	17.575	202.1	7103.815
3		8	17.3	202.1	27970.64
4		4	8.79	202.1	7105.836



5		1	9.53	202.1	1926.013
6		8	9.83	202.1	15893.144
7		12	13.11	202.1	31794.372
8		8	5.73	202.1	9264.264
9		8	6.06	202.1	9797.808
10		6	8.08	202.1	9797.808
11		3	7.5	202.1	4547.25
12	Pelat bondek 11cm	4	31.13	250.1	31142.452
					186674.57
13	1/2 luas bondek total				93337.285
<b>Subtotal</b>			<b>894.1</b>		<b>280011.855</b>

No	Beban hidup (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	199.861	178695.8989	178695.8989
<b>Subtotal</b>			<b>178695.8989</b>

No	Elemen	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	plumbing + plafon + tegel dll	109.1079	894.1	97553.37339
		Beban (kg/m)	Panjang (m)	Beban (kg)
2	dinding bata ringan	555	252.61	140198.55
<b>Subtotal</b>				<b>237751.9234</b>

## Beban lantai 11 – 24

No	Elemen	Jumlah lantai	Beban
1	Balok Memanjang	14	460,849.46
2	Balok Melintang	14	467,976.18
3	Balok Anak	14	200,710.10
4	Kolom CFT	14	337,811.96
5	Bracing + link	14	108,595.48
6	Pelat	14	3,920,165.97
7	Beban hidup	14	2,501,742.58
8	Beban mati tambahan	14	3,328,526.93
	<b>Total</b>		<b>11,326,378.67</b>

## e. Beban lantai atap

No	Elemen	panjang (m)	berat profil (kg/m')	beban (kg)
1	Balok Induk Memanjang	217.9988	151	32917.8188
	<b>Sub total</b>	<b>217.9988</b>		<b>32917.8188</b>

No	Elemen	panjang (m)	berat profil (kg/m')	beban (kg)
1	Balok Induk Melintang	221.37	151	33426.87
	<b>Sub total</b>	<b>221.37</b>		<b>33426.87</b>

No	Elemen	panjang (m)	berat profil (kg/m')	beban (kg)
----	--------	-------------	----------------------	------------

1	Balok anak	179.88	79.7	14336.436
<b>Sub total</b>		<b>179.88</b>		<b>14336.436</b>

No	Elemen (per lantai)	Jumlah	Panjang (m)	beban (kg/m')	beban (kg)
2	Link arah x	4	<b>1.325</b>	79.7	422.41
4	Link arah y	4	<b>1.325</b>	79.7	422.41
Subtotal					<b>844.82</b>

No	Elemen	n	Luas 1 pelat (m <sup>2</sup> )	beban (kg/m <sup>2</sup> )	beban (kg)
1	Pelat bondek 9cm	8	18.76	202.1	30331.168
2		2	17.575	202.1	7103.815
3		8	17.3	202.1	27970.64
4		4	8.79	202.1	7105.836
5		1	9.53	202.1	1926.013
6		8	9.83	202.1	15893.144
7		12	13.11	202.1	31794.372
8		8	5.73	202.1	9264.264
9		8	6.06	202.1	9797.808
10		6	8.08	202.1	9797.808
11		3	7.5	202.1	4547.25
12	Pelat bondek 11cm	4	31.13	250.1	31142.452
					186674.57
13	1/2 luas bondek total				93337.285
<b>Subtotal</b>			<b>894.1</b>		<b>280011.855</b>

No	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	97.8912	894.1	87524.52192
<b>Subtotal</b>			<b>87524.52192</b>

No	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg)
1	91.773	894.1	82054.2393
<b>Subtotal</b>			<b>82054.2393</b>

#### Beban lantai atap

No	Elemen	Beban
1	Balok Memanjang	32,917.82
2	Balok Melintang	33,426.87
3	Balok Anak	14,336.44
5	Pelat	280,011.86
6	Beban hidup	87,524.52
7	Beban mati tambahan	82,054.24
	<b>Total</b>	<b>530,271.74</b>

#### f. TOTAL PEMBEBANAN

No.	Lantai	Beban
1	Basement	418,055.59
2	Dasar	1,657,529.13
3	2 s/d 10	10,095,505.32
4	11 s/d 24	11,326,378.67
5	25 (atap)	530,271.74
<b>GRAND TOTAL</b>		<b>24,027,740.44</b>

KG

235,635.39 KN

Jadi berdasarkan perhitungan manual, didapatkan beban total struktur adalah 24,027,740.44 kg. Perhitungan manual ini

selanjutnya akan dibandingkan dengan hasil di permodelan ETABS.

Pada permodelan struktur ETABS, didapatkan hasil beban untuk untuk kombinasi beban L + D adalah 23,327,619.81 kg. sehingga selisih dari kedua perhitungan hanya senilai 700,120.63 kg. jika di persentasekan yaitu

$$\frac{700,120.63}{24,027,740.44} \times 100\% = 2.91\% < 5\% \quad (\text{OK})$$

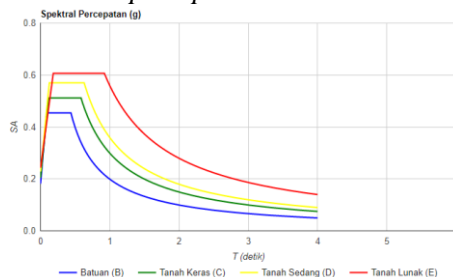
### 4.2.3 Pembebanan gempa dinamis

Perencanaan struktur gedung 57 Promenade ini terdiri dari 25 lantai dengan ketinggian struktur 91,7 m. Perhitungan beban gempa dinamik berdasarkan SNI 03-1726-201X

#### 4.2.3.1 Arah pembebanan gempa

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

#### 4.2.3.2 Parameter respon spektrum rencana



Gambar 4. 17 Grafik spektral percepatan gempa wilayah DKI Jakarta

(Desain spektra Indonesia; [puskim.pu.go.id](http://puskim.pu.go.id))

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah DKI Jakarta dengan kondisi tanah sedang (kelas situs E).

Tabel 4 3 Parameter respon gempa wilayah DKI Jakarta untuk kelas situs E

PGA (g)	0.36
S <sub>s</sub> (g)	0.682
S <sub>1</sub> (g)	0.299
C <sub>RS</sub>	0.994
C <sub>R1</sub>	0.941
F <sub>PGA</sub>	1.14
F <sub>A</sub>	1.255
F <sub>V</sub>	1.801
PSA (g)	0.41
S <sub>MS</sub> (g)	0.855
S <sub>M1</sub> (g)	0.539
S <sub>DS</sub> (g)	0.57
S <sub>D1</sub> (g)	0.359
T <sub>0</sub> (detik)	0.126
T <sub>S</sub> (detik)	0.63

(Sumber : *puskim.pu.go.id*)

#### 4.2.3.3 Faktor reduksi gempa ( $R$ )

Faktor reduksi gempa didapatkan dari tabel 9 SNI 1726 – 2015. Nilainya berdasarkan sistem rangka bangunan yang diterapkan pada bangunan. Untuk tugas akhir ini menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris.

Tabel 4 4 Faktor  $R^a$ ,  $Cd^b$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Rangka bangunan	$R^a$	$R^a$	$Cd^b$	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
<b>Rangka Baja dengan Bresing Eksentris</b>	8	2	4	TB	TB	48	48	30

#### 4.2.3.4 Faktor keutamaan bangunan ( $I_e$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keamanan,  $I_e$ . Gedung City57 ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada tabel 1 SNI 03 – 1726 – 2012, bangunan apartemen termasuk kategori II, nilai  $I_e = 1$ .

#### 4.2.3.5 Kategori desain seismic

Kategori desain seismik yang digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa ini adalah sistem rangka bangunan dengan rangka bresing eksentris. Dengan  $S_{DS}$  sebesar 0.57,  $S_{D1}$  sebesar 0.359 dan kategori resiko II maka dimasukan situs D maka digunakan sistem rangka pemikul momen khusus dengan bresing eksentris.

#### 4.2.4 Kombinasi pembebanan

Beban yang telah direncanakan sebelumnya, baik akibat gempa maupun gravitasi, dilakukan kombinasi pembebanan sesuai yang tertera pada SNI. Faktor kombinasi yang dimasukkan ke dalam perangkat lunak ETABS yaitu:

- a.  $1,4D$
- b.  $1,2D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
- c.  $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- d.  $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- e.  $0,9D + 1,0W$
- f.  $1,2D + 1,0Ev + 1,0Eh + L$
- g.  $0,9D - 1,0Ev + 1,0Eh$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

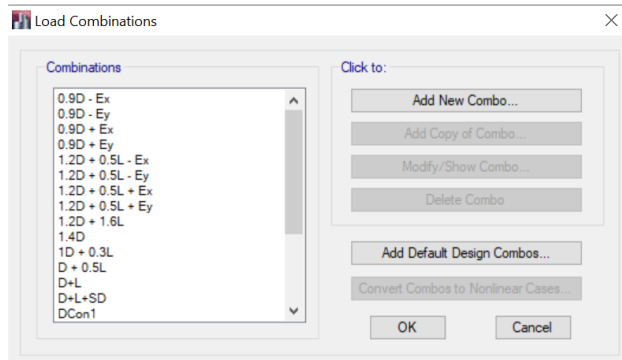
R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.





Gambar 4. 18 Beban kombinasi yang dimasukkan pada ETABS

#### 4.2.5 Kontrol desain

Setelah dilakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan perangkat lunak ETABS13, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan – batasan tertentu sesuai dengan ketentuan SNI 1726 – 2015 untuk menentukan kelayakan sistem struktur yang telah dibuat. Berikut merupakan hal – hal yang harus di kontrol:

- a. Kontrol partisipasi massa
- b. Kontrol sistem ganda
- c. Kontrol periode getar struktur
- d. Kontrol nilai akhir respons spektrum
- e. Kontrol batas simpangan (*drift*)

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

##### 4.2.5.1 Kontrol partisipasi massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 1726-2012 pasal 7.9.1).

Tabel 4 5 Tabel partisipasi massa struktur

Case	Mode	period	Sum UX	Sum Uy
Modal	1	3.033	3.20E-06	0.7904
Modal	2	2.873	0.8062	0.7904
Modal	3	1.772	0.8062	0.7917
Modal	4	0.968	0.8062	<b>0.9105</b>
<b>Modal</b>	<b>5</b>	<b>0.925</b>	<b>0.9133</b>	0.9105
Modal	6	0.581	0.9133	0.9107
Modal	7	0.525	0.9133	0.9426
Modal	8	0.513	0.9438	0.9426
Modal	9	0.354	0.9438	0.9566
Modal	10	0.348	0.9571	0.9566
Modal	11	0.332	0.9571	0.9566
Modal	12	0.261	0.9571	0.964

Dari tabel di atas, diperoleh partisipasi massa untuk arah X sebesar 91.33% pada modal ke 5 dan partisipasi massa untuk arah Y sebesar 91.05% pada modal ke 4 Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 4.2.5.2 Kontrol sistem ganda

Berdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4 6 hasil perhitungan sistem ganda

	Fx		Fy	
	SRPMK	EBF	SRPMK	EBF
Ex	49.28462	50.71538	47.712796	52.287204
Ey	49.19821	50.80178509	47.812033	52.187967

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

#### 4.2.5.3 Kontrol waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

(nilai  $C_t$  dan  $h_n^x$  diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

Tipe struktur	$C_t$	X
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731 <sup>a</sup>	0.75

Dimana :

$$C_t = 0.0731$$

$$X = 0.75$$

$$H_n = 91.8 \text{ m}$$

Maka :

$$T_a = 0.0731 \times 91.8^{0.75} = 2.1679 \text{ s}$$

Dengan nilai SD1 = 0.359, maka  $C_u = 1.4$  (SNI 1726 – 2012), sehingga periode struktur yang diijinkan adalah

$$T = T_a C_u = 2.1679 \times 1.4 = 3.035 \text{ s}$$

Didapatkan tabel periode struktur dari ETABS sebagai berikut:

Tabel 4 7 Hasil periode pada program ETABS

	No	Period (s)
Modal	1	3.033
Modal	2	2.873
Modal	3	1.772
Modal	4	0.968
Modal	5	0.925
Modal	6	0.581
Modal	7	0.525
Modal	8	0.513
Modal	9	0.354
Modal	10	0.348
Modal	11	0.332
Modal	12	0.261

Didapatkan periode getar alami fundamental di program bantu etabs lebih rendah dari periode struktur yang diijinkan. Hal tersebut dapat diartikan periode getar yang lebih pendek daripada periode getar real. Dimana maksud dari hal tersebut adalah jika periode “awal” tersebut tidak di revisi, maka perancangan struktur akan tetap aman (konservatif). Periode getar struktur yang kecil akan menghasilkan *base shear* yang lebih besar yang digunakan dalam desain

#### 4.2.5.4 Kontrol nilai akhir respon spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

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

Dimana;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,570}{8/1} = 0,07125$$

Nilai tidak perlu lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.359}{3.035 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0448$$

$$C_s \min = 0.044 \times S_{ds} \times I_e = 0.044 \times 0.570 \times 1 = 0.2508$$

Maka diambil  $C_s = 0.0448$

Dari analisis struktur oleh perangkat lunak ETABS, didapatkan data sebagai berikut:

Tabel 4 8 hasil reaksi dasar pada program ETABS

Loadcase	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Gempa X Max	6925.0926	1968.1529	0
Gempa Y Max	2077.7384	6559.7686	0
1D + 0.3L	0	0	159357.1124

Dari tabel di atas diperoleh berat struktur (W) adalah 159357.1124 kN = 16249644.8 kg, Maka:

$$V_{\text{statik}} = C_s \times W = 0.0448 \times 16249644.8 = 724323.33 \text{ kg}$$

Nilai  $V_{\text{statik}}$  tersebut lalu di kontrol terhadap nilai gaya geser dasar (*base shear*) yang tertera pada tabel di atas, berikut merupakan perhitungan kontrolnya:

a. Arah x

$$V_{\text{dinamik}} \geq 1.00 \times V_{\text{Statik}}$$

$$706151.6924 < 729202.8082 \quad (\text{NOT OK})$$

b. Arah y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 1.00 \times V_{\text{Statik}}$$

$$668899.6041 < 729202.8082 \quad (\text{NOT OK})$$

Dari perhitungan di atas, didapatkan bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) lebih kecil daripada gaya geser dasar ( $V_{\text{statik}}$ ). Oleh karena itu, perlu adanya penyesuaian pada faktor skala pada

gaya gempa di permodelan struktur pada perangkat lunak ETABS. Faktor skala dihitung dari perbandingan  $V_{\text{statik}}$  dengan  $V_{\text{dinamik}}$ . Sehingga didapatkan faktor skala untuk arah x adalah 1.032 dan untuk arah y adalah 1.090. angka tersebut dimasukkan dalam permodelan. Akhirnya didapatkan nilai akhir respons spektrum:

Tabel 4 9 Hasil reaksi dasar setelah scale factor di koreksi

Loadcase	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Gempa X Max	7151.1504	2032.3999	0
Gempa Y Max	2265.0524	7151.1504	0
1D + 0.3L	0	0	159357.112

a. Arah x

$$V_{\text{dinamik}} \geq 1.00 \times V_{\text{Statik}}$$

$$729203 \geq 729203$$

(OK)

b. Arah y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 1.00 \times V_{\text{Statik}}$$

$$729203 \geq 729203$$

(OK)

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) arah y lebih besar dari gaya geser dasar ( $V$ ) sehingga memenuhi syarat pada pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726-201X.

#### 4.2.5.5 Kontrol simpangan antar lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 1 :

$$\Delta_{i1} = C_d \cdot \delta_{e1} / I$$

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 2 :

$$\Delta_{i2} = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

$\delta_{e1}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

$\delta_{e2}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I$  = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai  $C_d = 4$  dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai  $I = 1$ . Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 2\% \times h_{sx}$$

Dimana :

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 3,7 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 2\% \times 3.7 \text{ m} = 74 \text{ mm}$$

Dari hasil analisis dengan program ETABS 2016, diperoleh nilai simpangan yang terjadi dan kontrol terhadap izin pada tabel berikut.

a. Gempa arah X

Story	Displacement	Tinggi Lantai	$\delta_x$	Pembesaran	$\delta_{ijin}$	Kontrol
					(mm)	
	mm	m	mm			
Story25	69.5	3.7	0.9	3.6	74	OK
Story24	68.6	3.7	1.1	4.4	74	OK
Story23	67.4	3.7	1.4	5.6	74	OK

Story22	66.1	3.7	1.5	6	74	OK
Story21	64.6	3.7	1.8	7.2	74	OK
Story20	62.8	3.7	1.9	7.6	74	OK
Story19	60.9	3.7	2.2	8.8	74	OK
Story18	58.8	3.7	2.2	8.8	74	OK
Story17	56.6	3.7	2.5	10	74	OK
Story16	54.2	3.7	2.5	10	74	OK
Story15	51.7	3.7	2.7	10.8	74	OK
Story14	49.1	3.7	2.9	11.6	74	OK
Story13	46.3	3.7	2.9	11.6	74	OK
Story12	43.4	3.7	3.1	12.4	74	OK
Story11	40.4	3.7	3.1	12.4	74	OK
Story10	37.3	3.7	3.1	12.4	74	OK
Story9	34.2	3.7	3.2	12.8	74	OK
Story8	30.9	3.7	3.2	12.8	74	OK
Story7	27.5	3.7	3.3	13.2	74	OK
Story6	24.1	3.7	3.4	13.6	74	OK
Story5	20.6	3.7	3.4	13.6	74	OK
Story4	17	3.7	3.6	14.4	74	OK
Story3	13.3	3.7	3.7	14.8	74	OK
Story2	9.4	3.7	6.7	26.8	74	OK
Base	2.4	6.3	2.3	9.2	126	OK
Basement	0	0	0	0	0	

## b. Gempa arah Y

Story	Displacement	Tinggi Lantai	$\delta x$	Pembesaran	$\delta_{ijin}$	Kontrol
					(m/m)	
	mm	m	m/m			



Story2 5	83.5	3.7	1.5	6	74	OK
Story2 4	82	3.7	1.7	6.8	74	OK
Story2 3	80.2	3.7	1.9	7.6	74	OK
Story2 2	78.3	3.7	2.2	8.8	74	OK
Story2 1	76.1	3.7	2.4	9.6	74	OK
Story2 0	73.8	3.7	2.6	10.4	74	OK
Story1 9	71.2	3.7	2.7	10.8	74	OK
Story1 8	68.5	3.7	2.9	11.6	74	OK
Story1 7	65.6	3.7	3.1	12.4	74	OK
Story1 6	62.6	3.7	3.2	12.8	74	OK
Story1 5	59.4	3.7	3.3	13.2	74	OK
Story1 4	56.1	3.7	3.5	14	74	OK
Story1 3	52.7	3.7	3.5	14	74	OK
Story1 2	49.2	3.7	3.7	14.8	74	OK
Story1 1	45.7	3.7	3.6	14.4	74	OK
Story1 0	42	3.7	3.7	14.8	74	OK
Story9	38.2	3.7	3.8	15.2	74	OK
Story8	34.4	3.7	3.7	14.8	74	OK

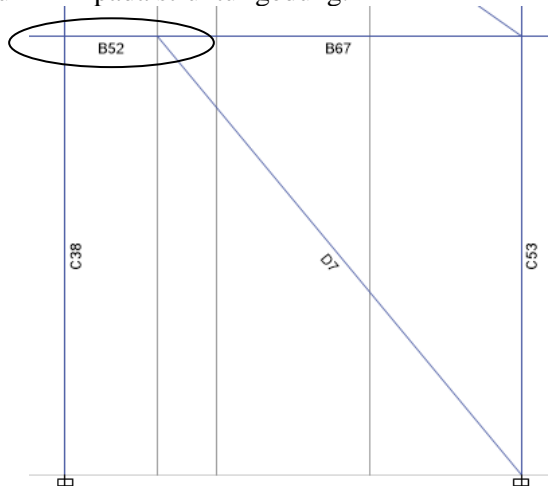
Story7	30.4	3.7	3.9	15.6	74	OK
Story6	26.5	3.7	3.8	15.2	74	OK
Story5	22.4	3.7	3.9	15.6	74	OK
Story4	18.4	3.7	4	16	74	OK
Story3	14.3	3.7	4.1	16.4	74	OK
Story2	10	3.7	7.1	28.4	74	OK
Base	2.5	6.3	2.4	9.6	126	OK
Basement	0	0	0	0	0	

Maka, dari hasil kontrol pada Tabel 4.14 sampai Tabel 4.16 simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

### 4.3 Perhitungan struktur primer

#### 4.3.1 Perencanaan link

Perencanaan link dilakukan berdasarkan gaya dalam maksimum link pada struktur gedung.



Gambar 4. 19 Link arah Y frame B52

##### a. Perencanaan balok link arah Y

Balok Link direncanakan dengan profil WF 500.200.10.16

W	89.6	kg/m	tf	16	mm	iy	4.33	cm
A	114.2	cm <sup>2</sup>	r	20	mm	S <sub>x</sub>	1910	cm <sup>3</sup>
d	500	mm	I <sub>x</sub>	47800	cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub>	214	cm <sup>3</sup>
bf	200	mm	I <sub>y</sub>	2140	cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub>	2096	cm <sup>3</sup>
tw	10	mm	i <sub>x</sub>	20.5	cm	Z <sub>y</sub>	332	cm <sup>3</sup>
h	428	mm						

BJ 41

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_p = 215.55 \text{ cm}$$

$$L_r = 643.75 \text{ cm}$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

Didapatkan gaya maksimum hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 39712.2165 \text{ kg (B58, Story2)}$$

$$M_u = 2096299.26 \text{ kgcm (B58, Story2)}$$

#### 4.3.1.1 Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 2096 \text{ cm}^3 \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 = 5343228 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6f_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2549 \times (50 - 3.8) \times 1 \\ = 71582.94 \text{ kg}$$

a. Short links

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} = 119.43 \text{ cm}$$

b. Link medium (intermediate links)

$$e \leq \frac{2.6M_p}{V_p} = 194.07 \text{ cm}$$

c. Link lentur (Short links)

*bn*

Panjang link direncanakan **140 cm**, termasuk dalam link medium (*intermediate link*)

#### 4.3.1.2 Kontrol penampang

h. Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2 \times 16} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang Kompak

i. Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$\lambda < \lambda_p$ , *Penampang Kompak*

Maka,

$$N_y = A_g \cdot f_y = 291124.35 \text{ kg}$$

$$0.15N_y = 43668.6525 \text{ kg}$$

$$0.15N_y > N_u$$

$$43668.6525 > 0$$

Pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak perlu diperhitungkan.

#### 4.3.1.3 Kontrol kuat geser

kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \times t_f) \times t_w = 71582.94 \text{ kg}$$

$$V_p = (2 \times M_p)/e = (2 \times 5343228)/140 = 76331.82857 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p \cdot \min = 71582.94 \text{ kg}$$

Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$39712.2 \leq 0.9 \times 71582.94$$

$$39712.2 \text{ kg} \leq 64424.646 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.3.1.4 Kontrol kuat momen

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 5343228 \text{ kgcm}$$

$$M_p = v_p \cdot e/2 = 5010805.8 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_p \cdot \min = 5010805.8 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$2096299.26 \text{ kgcm} < 4509725.22 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$

#### 4.3.1.5 Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.02 radian.

$$\alpha = 0.0012 \text{ rad} \times Cd = 0.0012 \times 7$$

$$= 0.0084 \text{ rad}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0.0084 < 0.02 \text{ radian (OK)}$$

#### 4.3.1.6 Pengaku link (SNI 03-1729-2002; 15.13.3.2)

Untuk pengaku dengan panjang link antara  $1.6Mp/V_p$  dan  $2.6Mp/V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \times tw - d/5 = 52 \times 1 - 50/5 = 42 \text{ cm}$$

$$S = 1.5bf = 30 \text{ cm}$$

Diambil space pengaku = 30 cm.

Tebal pelat pengaku ditentukan dari harga terkecil dari hasil berikut

$$t.\text{pengaku} < 10 \text{ mm}$$

$$t.\text{pengaku} < 10 \text{ mm (tw)}$$

#### b. Perencanaan balok link arah X

Balok Link direncanakan dengan profil WF 500.200.10.16

W	89.6	kg/m	tf	16	mm	iy	4.33	cm
A	114.2	cm <sup>2</sup>	r	20	mm	Sx	1910	cm <sup>3</sup>
d	500	mm	Ix	47800	cm <sup>4</sup>	Sy	214	cm <sup>3</sup>
bf	200	mm	Iy	2140	cm <sup>4</sup>	Zx	2096	cm <sup>3</sup>
tw	10	mm	ix	20.5	cm	Zy	332	cm <sup>3</sup>
h	428	mm						

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_p = 215.55 \text{ cm}$$

$$L_r = 643.75 \text{ cm}$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

Didapatkan gaya maksimum hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 58211.82 \text{ kg (B58, Story2)}$$

$$M_u = 2946948.31 \text{ kgcm (B58, Story2)}$$

#### 4.3.1.7 Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 2116 \text{ cm}^3 \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 = 5343228 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6f_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2549 \times (50 - 3.9) \times 1 \\ = 71582.94 \text{ kg}$$

a. Short links

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} = 119.43 \text{ cm}$$

b. Link medium (intermediate links)

$$e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} = 194.07 \text{ cm}$$

c. Link lentur (Short links)

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} = 373.22 \text{ cm}$$

Panjang link direncanakan **140 cm**, termasuk dalam link medium (*intermediate*)

#### 4.3.1.8 Kontrol penampang

- Pelat sayap

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

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang Kompak

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{10} = 31.4$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p, \text{Penampang Kompak}$$

Maka,

$$N_y = A_g \cdot f_y = 346698 \text{ kg}$$

$$0.15N_y = 52004 \text{ kg}$$

$$0.15N_y > N_u$$

$$52004 > 0$$

Pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak perlu diperhitungkan.

#### 4.3.1.9 Kontrol kuat geser

kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \times t_f) \times t_w = 71582.94 \text{ kg}$$

$$V_p = (2 \times M_p)/e = (2 \times 10984718.25)/132.5 = 76331.82857 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p.\text{min} = 71582.94 \text{ kg}$$

Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$58211.82 \leq 0.9 \times 71582.94$$

$$58211.82 \leq 64710.97776 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.3.1.10 Kontrol kuat momen

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 5343228 \text{ kgcm}$$

$$M_p = v_p \cdot e/2 = 5010805.8 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_p.\text{min} = 5010805.8 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$2946948.31 \text{ kgcm} < 4509725.22 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$



#### 4.3.1.11 Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  di antara  $1.6M_p/V_p$  dan  $2.6M_p/V_p$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.02 radian.

$$\alpha = 0,000013 \text{ rad} \times C_d$$

$$= 0,00052 \text{ rad}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,00052 < 0,02 \text{ radian (OK)}$$

#### 4.3.1.12 Pengaku link

Untuk pengaku dengan panjang *link* antara  $1.6M_p/V_p$  dan  $2.6M_p/V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \times t_w - d/5 = 52 \times 1 - 50/5 = 42 \text{ cm}$$

$$S = 1.5b_f = 30.15 \text{ cm}$$

Diambil space pengaku = 30 cm.

Tebal pelat pengaku ditentukan dari harga terkecil dari hasil berikut

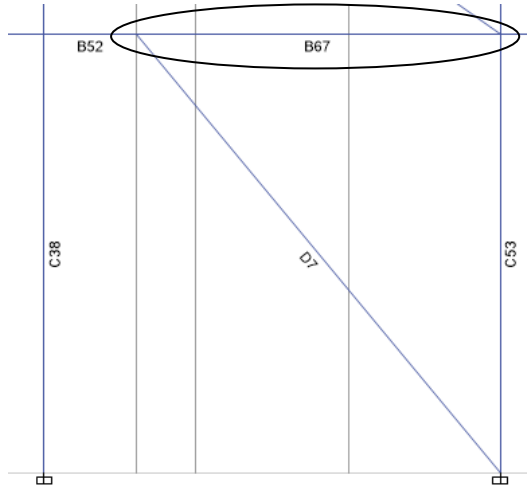
$$t.\text{pengaku} < 10 \text{ mm}$$

$$t.\text{pengaku} < 10 \text{ mm (tw)}$$

Tabel 4 10 Rekapitulasi rencana link

Tipe	Arah	DIMENSI	Lantai
1	X	WF 500.200.10.16	Dasar - atap
2	Y	WF 500.200.10.16	Dasar - atap

### 4.3.2 Perencanaan balok luar link



Gambar 4. 20 Balok luar link yang ditinjau

a. Perencanaan balok luar link arah X

Didapatkan gaya dalam dari aplikasi ETABS sebagai berikut:

$$V_u \text{ max} = 10804.1 \text{ kg}$$

$$M_u \text{ max} = 1263620.68 \text{ kgcm}$$

$$V_u \text{ min} = -10639.15 \text{ kg}$$

$$M_u \text{ min} = -2219874.29 \text{ kgcm}$$

Pada perencanaan balok luar link, digunakan profil WF 600.300.12.20 dengan data profil sebagai berikut:

<b>W</b>	151	kg/m	<b>tf</b>	20	mm	<b>iy</b>	6.85	cm
<b>A</b>	192.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	28	mm	<b>Sx</b>	4020	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	588	mm	<b>Ix</b>	118000	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	601	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	300	mm	<b>Iy</b>	9020	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	4309	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	12	mm	<b>ix</b>	24.8	cm	<b>Zy</b>	920	cm <sup>3</sup>

<b>h</b>	492	mm						
----------	-----	----	--	--	--	--	--	--

BJ 41

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ MPa} = 4181 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar link diambil berdasarkan profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut :

#### 4.3.2.1 Kuat perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar  $R_y \cdot V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

$$R_y = 1.5 \text{ (BJ 41)}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 1098400 \text{ kgcm}$$

$V_n$  diambil dari nilai minimum  $V_p$

$$V_p = 0.6 f_y (d - t_f) t_w = 0.6 \times 250 (588 - 20) 12 = 100583 \text{ kg}$$

$$V_p = 2M_p/e = 1098400 \times 2 / 1.325 = 165807 \text{ kg}$$

$$\text{Maka } V_n = 100583 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1.5 \times 100583 = 165807.15 \text{ kg (} V_n \text{ link)}$$

$$V_u \text{ etabs} = 10804.1 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ pakai} = 118111.851 \text{ kg}$$

#### 4.3.2.2 Kontrol penampang

a. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2.20} = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.75$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang kompak

b. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.34$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang kompak

$$N_y = A_g \cdot f_y = 192.5 \text{ cm}^2 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 490730 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y = 0.15 \times 490730 = 73609 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y > N_u$$

$$73609 > 0$$

Maka gaya aksial tidak perlu di perhitungkan

#### 4.3.2.3 Kontrol penampang terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$a = 515 \text{ cm}$$

$$k_n = 5 + \left(\frac{5}{a/h}\right)^2 = 5.065$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}}$$

$$41 < 70.02$$

**PENAMPANG PLASTIS**

$$\lambda_p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63.35$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2549 \times 59.04 \times 1 = 90304 \text{ kg}$$

#### 4.3.2.4 Kontrol penampang terhadap gaya geser dan lentur

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0.625 \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1.375$$

$$\frac{2219874.29}{0.9 \times 10984718.25} + 0.625 \frac{118111.851}{0.9 \times 100583} \leq 1.375$$

$$1.04 \leq 1.375$$

OK

#### b. Perencanaan balok luar link arah Y

Didapatkan gaya dalam dari aplikasi ETABS sebagai berikut:

$$Vu \text{ max} = 5273.72 \text{ kg}$$

$$Mu \text{ max} = 1007730.41 \text{ kgcm}$$

$$Vu \text{ min} = -5312.34 \text{ kg}$$

$$Mu \text{ min} = -1565498.33 \text{ kgcm}$$

Pada perencanaan balok luar link, digunakan profil WF 600.300.12.20 dengan data profil sebagai berikut:

<b>W</b>	151	kg/m	<b>tf</b>	20	mm	<b>iy</b>	6.85	cm
<b>A</b>	192.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	28	mm	<b>Sx</b>	4020	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	588	mm	<b>Ix</b>	118000	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	601	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	300	mm	<b>Iy</b>	9020	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	4309	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	12	mm	<b>ix</b>	24.8	cm	<b>Zy</b>	920	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	492	mm						

BJ 41

$$E = 200000 \text{ Mpa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$fu = 410 \text{ MPa} = 4181 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar link diambil berdasarkan profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut :

#### 4.3.2.5 Kuat perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar  $R_y \cdot V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

$$R_y = 1.5 \text{ (BJ 41)}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 1098400 \text{ kgcm}$$

$V_n$  diambil dari nilai minimum  $V_p$

$$V_p = 0.6 f_y (d - t_f) t_w = 0.6 \times 250 (588 - 20) 12 = 100583 \text{ kg}$$

$$V_p = 2M_p/e = 1098400 \times 2 / 1.325 = 165807 \text{ kg}$$

$$\text{Maka } V_n = 100583 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1.5 \times 71582.94 = 118111.851 \text{ kg (} V_n \text{ link)}$$

$$V_u \text{ etabs} = 10804.1 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ pakai} = 118111.851 \text{ kg}$$

#### 4.3.2.6 Kontrol penampang

c. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \cdot 20} = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.75$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang kompak

d. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.34$$

$\lambda < \lambda_p$ , Penampang kompak

$$N_y = A_g \cdot f_y = 192.5 \text{ cm}^2 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 490730 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y = 0.15 \times 490730 = 73609 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y > N_u$$

$$73609 > 0$$

Maka gaya aksial tidak perlu di perhitungkan

#### 4.3.2.7 Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63.35$$

$$a = 588.5 \text{ cm}$$

$$k_n = 5 + \left(\frac{5}{a/h}\right)^2 = 5.0499$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}}$$

$$41 < 69.91$$

PENAMPANG PLASTIS

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2549 \times 59.04 \times 1 = 90295.78 \text{ kg}$$

#### 4.3.2.8 Kontrol penampang terhadap gaya geser dan lentur

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0.625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1.375$$

$$\frac{1565498.33}{0.9 \times 10983641} + 0.625 \frac{118111.851}{0.9 \times 100583} \leq 1.375$$

$$0.97 \leq 1.375$$

OK

#### 4.3.2.9 Rekapitulasi perencanaan balok luar link

Berikut merupakan rekapitulasi perencanaan balok luar link

Tabel 4 11 Rekapitulasi perencanaan balok luar link

No	arah	Lantai	Profil
1	X	Dasar – 25	WF 600.300.12.20
2	Y	Dasar – 25	WF 600.300.12.20



### 4.3.3 Perencanaan bresing

Bresing EBF direncanakan dengan profil WF  
350.350.16.16

<b>W</b>	131	kg/m	tf	16	mm	iy	8.43	cm
<b>A</b>	166.6	cm <sup>2</sup>	r	20	mm	Sx	2050	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	344	mm	Ix	35300	cm <sup>4</sup>	Sy	669	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	354	mm	Iy	11800	cm <sup>4</sup>	Zx	2247	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	16	mm	ix	14.6	cm	Zy	1022	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	272	mm						

BJ 41

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_p = 419.65 \text{ cm}$$

$$L_r = 1538.776 \text{ cm}$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

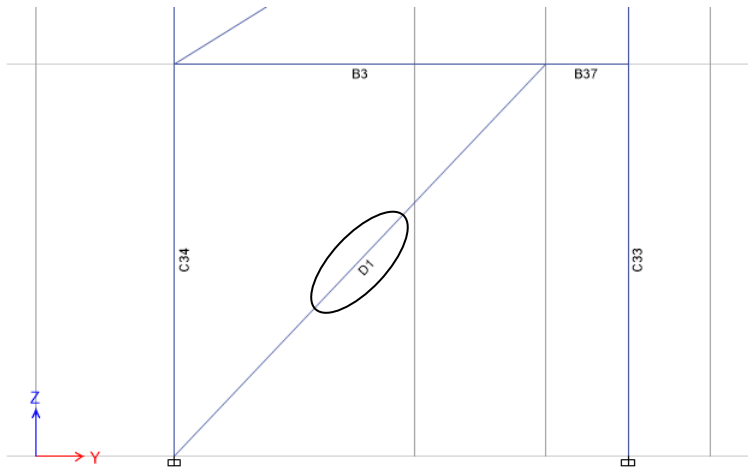
#### 4.3.3.1 Bresing arah Y

Dilakukan perhitungan untuk perencanaan bresing pada sumbu y. bresing yang ditinjau merupakan bresing yang memiliki gaya dalam terbesar.

$$L = 867 \text{ cm (It. 2)}$$

$$\alpha = 46.61^\circ$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar 1,25  $R_y V_n$ . Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element link.



Gambar 4. 21 B्रेसing arah y

$$R_y = 1.5 \text{ (BJ41)}$$

$$V_{n.link} = 71582.94 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.25 R_y V_n = 1.25 \times 1.5 \times 71582.94 = 134218.0125 \text{ kg}$$

$$P_{u.tekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{134218.0125}{\sin 46.61^\circ} = 184709.5505 \text{ kg}$$

$$P_{u.tekan} = 61975.3266 \text{ kg (ETABS, Story 2, D1)}$$

$$P_{u.tarik} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{102671.0438}{\sin 46.61^\circ} = 184709.5505 \text{ kg}$$

$$P_{u.tarik} = 41984.1081 \text{ kg (ETABS, Story2, D3)}$$

Maka, diambil nilai  $P_u$  minimal untuk desain kekuatan bresing.

$$P_{u. Tekan} = 184709.5505 \text{ kg}$$

$$P_{u. Tarik} = 184709.5505 \text{ kg}$$

#### 4.3.3.2 Kontrol penampang

##### a. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{354}{2 \times 16} = 11.06$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$\lambda < \lambda_R$ , Penampang tidak langsing

b. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{16} = 17$$

$$\lambda_R = 1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 42.55$$

$\lambda < \lambda_R$ , Penampang tidak langsing

4.3.3.3 Kontrol kuat bresing

$$\text{Sumbu lokal } X \rightarrow \lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{867 \text{ cm}}{14.6 \text{ cm}} = 59.38$$

$$\text{Sumbu lokal } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{867 \text{ cm}}{8.43 \text{ cm}} = 102.847$$

Maka,  $\lambda = 102.847$

a. Menghitung tegangan efektif penampang

$$fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2039400 \text{ kg/cm}^2}{102.847^2} = 1902.914 \text{ kg/cm}^2$$

b. Menentukan rumus tegangan kritis penampang

$$\frac{Lky}{iy} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$102.84 \leq 133.21$$

$$\frac{Lkx}{ix} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$59.38356164 \leq 133.2189176$$

Maka, digunakan rumus  $F_{cr}$

$$f_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] f_y$$

$$f_{cr} = \left[ 0.685 \frac{2549}{1902.914} \right] \cdot 2549$$

$$f_{cr} = 1535.657292 \text{ kg/cm}^2$$

c. Kontrol kuat bresing tarik (SNI 1729 – 2015; D2)

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_n = 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 166.6 \text{ cm}^2 = 424705.05 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n$$

$$184709.5505 \text{ kg} < 382234.545 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

d. Kontrol kuat bresing tekan (SNI 1759 – 2015, E3)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 1535.657292 \text{ kg/cm}^2 \times 166.6 \text{ cm}^2 = 255840.5048 \text{ kg/cm}^2$$

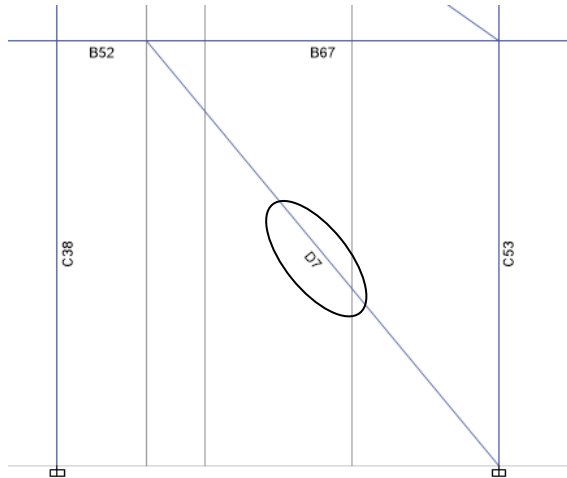
$$P_u < \phi_c P_n$$

$$184709.5505 \text{ kg} < 230256.4543 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Maka, profil WF 350.350.16.16 dapat digunakan

#### 4.3.3.4 Bresing arah X

Dilakukan perhitungan untuk perencanaan bresing pada sumbu yang berbeda.



Gambar 4. 22 Bresing arah x

$$L = 818 \text{ cm (lt. 2)}$$

$$\alpha = 50.36^\circ$$

$$R_y = 1.5 \text{ (BJ41)}$$

$$V_n.\text{link} = 71582.94 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.25R_y V_n = 1.25 \times 1.5 \times 54757.89 = 134218.0125 \text{ kg}$$

$$P_u.\text{tekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{134218.0125}{\sin 50.36^\circ} = 174270.3718 \text{ kg}$$

$$P_u.\text{tekan} = 66586.41 \text{ kg (ETABS, Story 2, D7)}$$

$$P_u.\text{tarik} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{102671.0438}{\sin 50.36^\circ} = 133309.4 \text{ kg}$$

$$P_u.\text{tarik} = 36301.32 \text{ (ETABS, Story 2, D7)}$$

Maka, diambil nilai  $P_u$  minimal untuk desain kekuatan bresing.

$$P_u.\text{ Tekan} = 174270.3718 \text{ kg}$$

$$P_u.\text{ Tarik} = 174270.3718 \text{ kg}$$

#### 4.3.3.5 Kontrol penampang

- a. Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{354}{2 \times 16} = 11.06$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R$ , Penampang tidak langsing

b. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{16} = 17$$

$$\lambda_R = 1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 42.55$$

$\lambda < \lambda_R$ , Penampang tidak langsing

#### 4.3.3.6 Kontrol kuat bresing

$$\text{Sumbu lokal } X \rightarrow \lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{818 \text{ cm}}{14.6 \text{ cm}} = 56.02$$

$$\text{Sumbu lokal } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{818 \text{ cm}}{8.43 \text{ cm}} = 97.03$$

Maka,  $\lambda = 97.03$

a. Menghitung tegangan efektif penampang

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2039400 \text{ kg/cm}^2}{97.03^2} = 2137.719 \text{ kg/cm}^2$$

b. Menentukan rumus tegangan kritis penampang

$$\frac{Lky}{iy} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$97.03 \leq 133.21$$

$$\frac{Lkx}{ix} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$56.02 \leq 133.21$$

Maka, digunakan rumus  $F_{cr}$

$$f_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] f_y$$

$$f_{cr} = \left[ 0.685 \sqrt{\frac{2549}{137.72}} \right] \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = 1623.573404 \text{ kg/cm}^2$$

c. Kontrol kuat bresing tarik (SNI 1729 – 2015; D2)

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_n = 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 166.6 \text{ cm}^2 = 424705.1 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi_t P_n$$

$$174270.3718 \text{ kg} < 382234.545 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

d. Kontrol kuat bresing tekan (SNI 1759 – 2015, E3)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 1623.573404 \text{ kg/cm}^2 \times 166.6 \text{ cm}^2$$

$$P_u < \phi_c P_n$$

$$174270.3718 < 243438.5962 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Maka, profil WF 350.350.16.16 dapat digunakan

#### 4.3.3.7 Rekapitulasi perencanaan bresing

Berikut merupakan tabel rekapitulasi untuk perencanaan bresing

Tabel 4 12 Rekapitulasi perencanaan bresing

Tipe	Profil	Sumbu	Lt
1	WF 350.350.16.16	X	1 - 25
		Y	1 - 25

### 4.3.4 Perencanaan Balok Induk

#### 4.3.4.1 Perencanaan balok induk arah X

Direncanakan balok induk arah x menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 600.300.12.20

<b>W</b>	151	kg/m	<b>tf</b>	20	mm	<b>iy</b>	6.85	cm
<b>A</b>	192.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	28	mm	<b>Sx</b>	4020	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	588	mm	<b>Ix</b>	118000	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	601	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	300	mm	<b>Iy</b>	9020	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	4309	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	12	mm	<b>ix</b>	24.8	cm	<b>Zy</b>	920	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	492	mm						

BJ 41

$$L_p \text{ (cm)} = 340.995$$

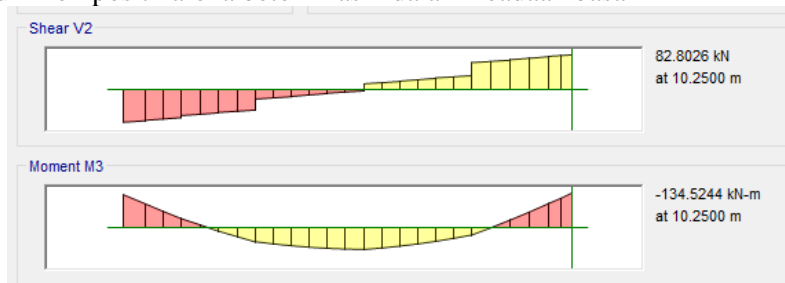
$$L_r \text{ (cm)} = 1003.878$$

$$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2039400$$

Direncanakan pada 2 kondisi, sebelum dan sesudah komposit

a. Sebelum komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah



Gambar 4. 23 Diagram geser dan momen pada balok induk arah x sebelum komposit



$$M_u = 1371904.38 \text{ kgcm}$$

$$V_u = 8443.116 \text{ kg}$$

$$L = 1060 \text{ cm}$$

$$L_b = 257.5 \text{ cm}$$

- Kontrol penampang terhadap gaya lentur

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{300}{2 \times (20)} = 7.5$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 10984718 \text{ kgcm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 257.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 340.995 \text{ cm}$$

$$L_r = 1003.878 \text{ cm}$$

Maka, termasuk dalam bentang pendek

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 10984718.25$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$1371904.38 < 0.9 \times 10984718.25 \text{ kgcm}$$

$$1371904.38 < 9886246.425 \text{ kgcm}$$

(OK)

- Kontrol penampang terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63.35$$

$\lambda < \lambda_p$ , maka penampang kompak

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2549 \times 59.04 \times 1 = 90304 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$8443.116 \text{ kg} \leq 0.9 \times 90304.632 \text{ kg}$$

$$8443.116 \text{ kg} \leq 81274.1688 \text{ kg}$$

(OK)

- Kontrol lendutan

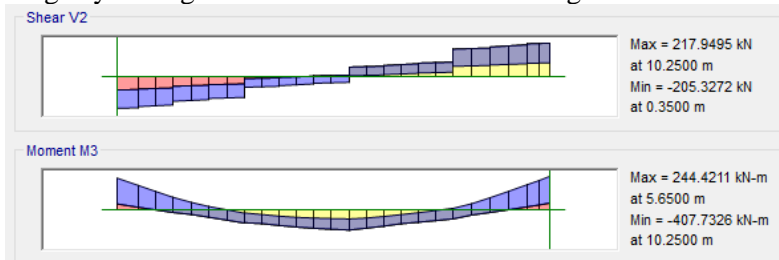
$$L = 1060 \text{ cm}$$

$$f.ijin = L/360 = 1060/360 = 2.94 \text{ cm}$$

$$f_0 = 1.04 \text{ cm (ETABS)}$$

b. Setelah komposit

Saat komposit, beton sudah menerima gaya dalam sehingga fungsinya sebagai elemen struktur sudah berfungsi.



Gambar 4. 24 Diagram balok induk momen terbesar setelah komposit

- Gaya dalam

$$V_u = 30297.2 \text{ kg}$$

$$M_u.\text{max} = 4025388.6 \text{ kgcm}$$

$$M_u.\text{min} = 5399348.3 \text{ kgcm}$$

- Desain penampang komposit
- Pelat bondek ( $f'_c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$ )
- $$T_b = 9 \text{ cm}$$
- $$H_r = 5.3 \text{ cm}$$
- $$W_r = 16.8 \text{ cm}$$
- $$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 25742.96 \text{ kg/cm}^2$$

- Stud (shear connector)*
- $$f_u = 450 \text{ MPa} = 4588.65 \text{ kg/cm}^2$$
- $$d = 0.75 \text{ inch} (1.905 \text{ cm})$$
- $$H_s = 3.875 \text{ inch} = 9.8425 \text{ cm}$$
- $$H_s < 0.75 + h_r$$
- $$9.8 < 0.75 + 16.8 = 17.55$$

- Cek penampang
- $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$
- $$\lambda_r = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.45$$
- $$\lambda < \lambda_r \text{ (PENAMPANG KOMPAK)} \quad \text{(OK)}$$

- Kontrol momen positif
- a. Menentukan lebar efektif beton

$$b_{eff} < \frac{1}{8}L = 132.5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} < \frac{1}{2}S = 185 \text{ cm}$$

Maka,  $B_{eff}$  diambil 132.5 cm

- b. Menentukan nilai C

$$A_c = b_{eff} \cdot t_b$$

$$A_c = 132.5 \text{ cm} \times 9 \text{ cm} = 1192.5 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = A_s \cdot f_y = 192.5 \text{ cm}^2 \times 2549 = 490730.625 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0.85 f'_c A_c$$

$$= 0.85 \times 305.91 \text{ kg/cm}^2 \times 1192.5 \text{ cm}^2 = 310078 \text{ kg}$$

$$C_{\min} = C_2 = 310078 \text{ kg}$$

Maka, PNA di penampang baja

- c. Menentukan jarak *centroid*

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c \times b_{eff}} = \frac{310078 \text{ kg}}{0.85 \times 305.91 \times 132.5} = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - \frac{a}{2} = 5.3 + 9 + 4.5 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{C_2 - C_1}{2}}{2 f_y \cdot b_f} = \frac{\frac{310078 \text{ kg} - 490730 \text{ kg}}{2}}{2 \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}} = 0.59 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 58.8 \text{ cm} = 29.4 \text{ cm}$$

- d. Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = 310078.02 \text{ kg}$$

$$d_1 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.59 \text{ cm}$$

$$d_3 = 29.4 \text{ cm}$$

$$P_y = A_s \cdot f_y$$

$$A_s \cdot \text{tarik} = (t_w \times h - (d - d_2)) + b_f \cdot t_f = 69.85 + 60 = 129.85 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 129.85 \text{ cm}^2 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 331023 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 310078 \text{ kg} (9.8 \text{ cm} + 0.59 \text{ cm}) + 331023 \text{ kg} (29.4 \text{ cm} - 0.59 \text{ cm})$$

$$M_n = 12758487.91 \text{ kgcm} = 1251.2 \text{ kNm}$$

Kapasitas momen non komposit

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 1098718.25 \text{ kgcm} = 1077.25 \text{ kNm}$$

- e. Kontrol kapasitas momen positif

$$\mu \leq \phi M_n$$

$$4025388.6 \text{ kgcm} < 0.9 \times 12758487.9 \text{ kgcm}$$

$$4025388.6 \text{ kgcm} < 11482639.1 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol momen Negatif

Pada bagian tumpuan terdapat momen negative yang besar, sehingga kemungkin perlu untuk direncanakan tulangan negatif di sepanjang Beff. Karena dengan adanya tulangan maka kemampuan tarik akan bertambah. Direncanakan 7 tulangan dengan diameter 6mm

- a. Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 6\text{mm} \times 6\text{mm} = 0.2827 \text{ cm}^2$$

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 7 \cdot 0.2827 \text{ cm}^2 \cdot 4078.8 \text{ kg/cm}^2 = 8072.775 \text{ kg}$$

- b. Menentukan lokasi tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y = 490730.6 \text{ kg}$$

$$T_s = \frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{490730.6 - 8072.775}{2} = 241328.9 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap:

$$P_f = b_f \cdot t_f \cdot f_y = 30\text{cm} \cdot 2 \text{ cm} \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 = 152955 \text{ kg}$$

Gaya pada badan:

$$P_w = T_s - P_f = 241328.9 \text{ kg} - 152955 \text{ kg} = 88373.93 \text{ kg}$$

- c. Menentukan jarak – jarak dari *centroid yang bekerja*

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{88373.92 \text{ kg}}{1.2 \text{ cm} \times 2549 \text{ kg/cm}^2} = 28.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 t_f) + (P_w (t_f + 0.5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$= \frac{(152955 \text{ kg} \times 0.5 (2 \text{ cm})) + (88373 \text{ kg} (2 \text{ cm} + 0.5 (28.8)))}{152955 \text{ kg} + 88373 \text{ kg}}$$

$$= 6.655 \text{ cm}$$

d. Perhitungan momen negatif

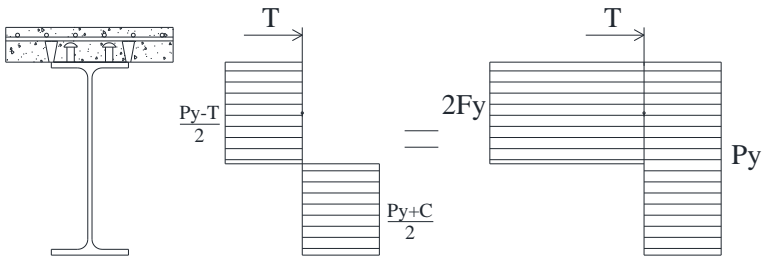
$$T = 8702.7747 \text{ kg}$$

$$d1 = hr + tb - c = 5.3 + 9 - 9/2 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d2 = 6.655 \text{ cm}$$

$$P_{yc} = 490730.63 \text{ kg}$$

$$d3 = 29.4 \text{ cm}$$



Gambar 4. 25 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif

$$M_n = T(d1 + d2) + P_y(d3 - d2)$$

$$M_n = 8072.77(9.8+6.65) + 490730.63(29.4 - 6.65)$$

$$= 11294166 \text{ kgcm}$$

e. Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$4157622.81 \text{ kgcm} \leq 0.9 (11294166) \text{ kgcm}$$

$$4157622.81 \text{ kgcm} \leq 10164748 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$

- Menentukan *connectur stud*

Direncanakan penahan geser (*connectur stud*) dengan diameter 25 mm. stud di las pada pelat dek baja (stud 2 sisi, tegak lurus terhadap profil)

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$R_g = 1 \text{ (2 sisi stud)}$$

$R_p = 0.75$  (di las pada pelat komposit)

$E_c = 4700(f'c)^{0.5} = 25742.96 \text{ MPa}$

$Q_n = 0.5 \text{ Asc } (f'c \times E_c)^{0.5} = 0.5 \times 490 \text{ mm}^2 \times (30 \times 25742)^{0.5}$   
 $= 215689.9 \text{ N}$

$Q_n \leq R_g \cdot R_p \cdot \text{Asc} \cdot f_u$

$215689.9 \leq 1 \cdot 0.75 \cdot 490 \cdot 400 = 147262.2 \text{ N}$

Maka,  $Q_n = 147262.2 \text{ N} = 15016.3 \text{ kg}$  (diambil terkecil)

- Menghitung jumlah stud

Stud bidang positif

$Q_n = 15016.3 \text{ kg}$

$V_h = C = 310078 \text{ kg}$

$n.\text{stud} = V_h / Q_n = 310078 / 15016 \approx 21 \text{ buah}$

2 sisi stud, maka  $21 \times 2 = 42 \text{ buah stud}$

Jarak stud =  $L / n = 1060 \text{ cm} / 21 \text{ buah} \approx 25 \text{ cm} / \text{buah}$

Stud bidang negatif

$Q_n = 15016.3 \text{ kg}$

$V_h = T = 8072.77 \text{ kg}$

$n.\text{stud} = Q_n / V_h = 15016.3 / 8072.77 \approx 2 \text{ buah}$

2 sisi stud, maka  $2 \times 2 = 4 \text{ buah stud}$

Jarak stud =  $L / n = 1060 / 4 = 265 \text{ cm}$

f. Kontrol lendutan

$f.\text{ijin} = L/360 = 1060/360 = 2.944 \text{ cm}$

$f_0 = 1.79 \text{ cm}$  (ETABS)

$f_0 < f.\text{ijin}$

$1.79 \text{ cm} < 2.944 \text{ cm}$

(OK)

#### 4.3.4.2 Perencanaan balok induk arah Y

Direncanakan balok induk arah y menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 600.300.12.20

<b>W</b>	151	kg/m	<b>tf</b>	20	mm	<b>iy</b>	6.85	cm
<b>A</b>	192.5	cm <sup>2</sup>	<b>r</b>	28	mm	<b>Sx</b>	4020	cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	588	mm	<b>Ix</b>	118000	cm <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	601	cm <sup>3</sup>
<b>bf</b>	300	mm	<b>Iy</b>	9020	cm <sup>4</sup>	<b>Zx</b>	4309	cm <sup>3</sup>
<b>tw</b>	12	mm	<b>ix</b>	24.8	cm	<b>Zy</b>	920	cm <sup>3</sup>
<b>h</b>	492	mm						

BJ 41

$L_p$  (cm) = 340.995

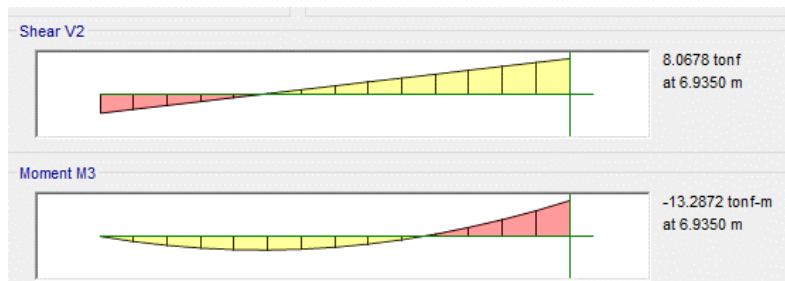
$L_r$  (cm) = 1003.878

$E$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 2039400

Direncanakan pada 2 kondisi, sebelum dan sesudah komposit

##### a. Sebelum komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah



Gambar 4. 26 diagram geser dan momen balok induk arah y sebelum komposit



$$M_u = -1328720 \text{ kgcm}$$

$$V_u = 8067.8 \text{ kg}$$

$$L = 728.5 \text{ cm}$$

$$L_b = 728.5 \text{ cm}$$

- Kontrol penampang terhadap gaya lentur

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{302}{2 \times (46)} = 6,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 10984718 \text{ kgcm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral (SNI 1729 – 2015, F1)

$$L_b = 728.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 350.995 \text{ cm}$$

$$L_r = 1003.878 \text{ cm}$$

Maka, termasuk dalam bentang menengah

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

$$C_b = 1 \text{ (ujung bebas, tanpa di bresing)}$$

$$M_p = 10984718.25 \text{ kgcm}$$

$$F_y = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = 4020 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 87568.27184 \text{ kgcm} < M_p = 10984718 \text{ kgcm}$$

$$\text{Maka, } M_n = 87568.27184 \text{ kgcm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$1328720 < 0.9 \times 8756827.184 \text{ kgcm}$$

$$1328720 < 7881144.466 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol penampang terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 63.35$$

$\lambda < \lambda_p$ , maka penampang kompak

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2549 \times 59.04 \times 1 = 90304 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

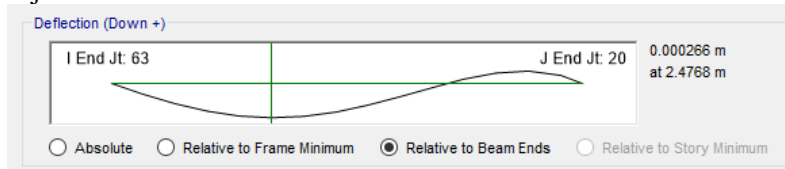
$$8067.8 \leq 0.9 \times 90304.632 \text{ kg}$$

$$8067.8 \text{ kg} \leq 81274.1688 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol lendutan

$$L = 1060 \text{ cm}$$

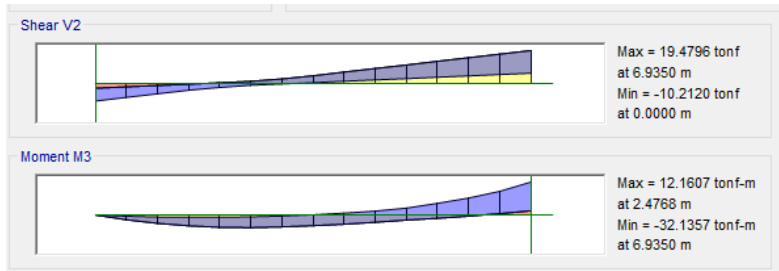
$$f_{\text{ijin}} = L/360 = 1060/360 = 2.94 \text{ cm}$$



$$f_0 = 0.000266 \text{ m} = 0.0266 \text{ cm (ETABS)} < f_{\text{ijin}} \quad (\text{OK})$$

- Setelah komposit

Saat komposit, beton sudah menerima gaya dalam sehingga fungsinya sebagai elemen struktur sudah berfungsi.



Gambar 4. 27 Diagram balok induk momen terbesar setelah komposit

- Gaya dalam  
 $V_u = 32135.7 \text{ kg}$   
 $M_u.\text{max} = 1216000 \text{ kgcm}$   
 $M_u.\text{min} = -3213570 \text{ kgcm}$
  - Desain penampang komposit  
 Pelat bondek ( $f'_c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $T_b = 94700 \sqrt{f'_c}$   
 $H_r = 5.3 \text{ cm}$   
 $W_r = 16.8 \text{ cm}$   
 $E_s = 4700 \sqrt{f'_c} = 25742.96 \text{ kg/cm}^2$
- Stud (shear connector)*  
 $f_u = 450 \text{ MPa} = 4588.65 \text{ kg/cm}^2$   
 $d = 0.75 \text{ inch} (1.905 \text{ cm})$   
 $H_s = 3.875 \text{ inch} = 9.8425 \text{ cm}$   
 $H_s < 0.75 + h_r$   
 $9.8 < 0.75 + 16.8 = 17.55$

a. Cek penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda r = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.45$$

$$\lambda < \lambda_r \quad (\text{OK})$$

- Kontrol momen positif
  - o Menentukan lebar efektif beton

$$b_{eff} < \frac{1}{8} = 91.06 \text{ cm}$$

$$b_{eff} < \frac{1}{2} S = 185 \text{ cm}$$

Maka, B<sub>eff</sub> diambil 91.06 cm

- o Menentukan nilai C

$$A_c = b_{eff} \cdot t_b$$

$$A_c = 91.06 \text{ cm} \times 9 \text{ cm} = 819.5625 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = A_s \cdot f_y = 192.5 \text{ cm}^2 \times 2549 = 490730.625 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 305.91 \text{ kg/cm}^2 \times 819.56 \text{ cm}^2 \\ = 213105.5097 \text{ kg}$$

$$C_{\text{min}} = C_2 = 213105.5097 \text{ kg}$$

Maka, PNA di penampang baja

- o Menentukan jarak *centroid*

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c \times b_{eff}} = \frac{310078 \text{ kg}}{0.85 \times 305.91 \times 132.5} = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = h r + t_b - \frac{a}{2} = 5.3 + 9 + 4.5 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{C_2 - C_1}{2}}{2 f_y \cdot b_f} = \frac{\frac{213105 \text{ kg} - 490730 \text{ kg}}{2}}{2 \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}} = 0.9 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{D}{2} = 58.8 \text{ cm} = 29.4 \text{ cm}$$

- o Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = 310078.02 \text{ kg}$$

$$d_1 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.9 \text{ cm}$$

$$d_3 = 29.4 \text{ cm}$$

$$P_y = A_s \cdot f_y$$

$$A_s \cdot \text{tarik} = (t_w \times h - (d - d_2)) + b_f \cdot t_f = 69.85 + 60 = 129.85 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 129.85 \text{ cm}^2 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 330053.8288 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = 310078 \text{ kg} (9.8 \text{ cm} + 0.59 \text{ cm}) + 330053.8 \text{ kg} (29.4 \text{ cm} - 0.59 \text{ cm})$$

$$M_n = 11685881.46 \text{ kgcm} = 1146 \text{ kNm}$$

Kapasitas momen non komposit

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 10984718.25 \text{ kgcm} = 1077.25 \text{ kNm}$$

- Kontrol kapasitas momen positif

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$1216000 \text{ kgcm} < 0.9 \times 10984718.2 \text{ kgcm}$$

$$1216000 \text{ kgcm} < 10517293.31 \text{ kgcm} \quad (\text{OK})$$

- Menentukan momen negatif

Pada bagian tumpuan terdapat momen negatif yang besar, sehingga kemungkinan perlu untuk mengecek kapasitas tulangan negative wiremesh yang telah terpasang di perencanaan bondek sepanjang Beff. Karena dengan adanya tulangan maka kemampuan tarik akan bertambah. Direncanakan 5 tulangan dengan diameter 9mm

- Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 6 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} = 0.2827 \text{ cm}^2$$

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 5 \cdot 0.2827 \text{ cm}^2 \cdot 4078.8 \text{ kg/cm}^2 = 5766.267652 \text{ kg}$$

- Menentukan lokasi tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y = 490730.6 \text{ kg}$$

$$T_s = \frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{490730.6 - 12974.1}{2} = 238878.2 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap:

$$P_f = b_f \cdot t_f \cdot f_y = 30 \text{ cm} \cdot 2 \text{ cm} \cdot 2549 \text{ kg/cm}^2 = 152955 \text{ kg}$$

Gaya pada badan:

$$P_w = T_s - P_f = 242482 \text{ kg} - 152955 \text{ kg} = 89923.17867 \text{ kg}$$

- o Menentukan jarak – jarak dari *centroid* yang bekerja

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{89923.17 \text{ kg}}{1.2 \text{ cm} \times 2549 \text{ kg/cm}^2} = 28.08 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 t_f) + (P_w(t_f + 0.5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$= \frac{(152955 \text{ kg} \times 0.5(2 \text{ cm})) + (89923 \text{ kg}(2 \text{ cm} + 0.5(28.1)))}{152955 \text{ kg} + 89923 \text{ kg}}$$

$$= 6.41 \text{ cm}$$

- o Perhitungan momen negatif

$$T = 12974.1 \text{ kg}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 5.3 + 9 - 9/2 = 9.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = 6.41 \text{ cm}$$

$$P_y = 490730.63 \text{ kg}$$

$$d_3 = 29.4 \text{ cm}$$

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$M_n = 12974.1(9.8 + 6.411) + 490730.63(29.4 - 6.411)$$

$$= 11491631.73 \text{ kgcm}$$

- o Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$3213570 \text{ kgcm} \leq 0.9 (11491631.73) \text{ kgcm}$$

$$3213570 \text{ kgcm} \leq 10342468.56 \text{ kgcm}$$

(OK)

- o Menentukan *connector stud*

Direncanakan penahan geser (*connector stud*) dengan diameter 25 mm. stud di las pada pelat dek baja (stud 2 sisi, tegak lurus terhadap profil)

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$R_g = 1 \text{ (2 sisi stud)}$$

$$R_p = 0.75 \text{ (di las pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700(f'c)^{0.5} = 25742.96 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} (f'c \times E_c)^{0.5} = 0.5 \times 490 \text{ mm}^2 \times (30 \times 25742)^{0.5} \\ = 215689.9 \text{ N}$$

$$Q_n \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot f_u$$

$$215689.9 \leq 1 \cdot 0.75 \cdot 490 \cdot 400 = 147262.2 \text{ N}$$

Maka,  $Q_n = 147262.2 \text{ N} = 15016.3 \text{ kg}$  (diambil terkecil)

○ Menghitung jumlah stud

Stud bidang positif

$$Q_n = 15016.3 \text{ kg}$$

$$V_h = C = 213105.5097 \text{ kg}$$

$$n.\text{stud} = V_h / Q_n = 213105.5097 / 15016 \approx 15 \text{ buah}$$

2 sisi stud, maka  $15 \times 2 = 30$  buah stud

$$\text{Jarak stud} = L / n = 728.5 \text{ cm} / 15 \text{ buah} \approx 24 \text{ cm} / \text{buah}$$

Stud bidang negatif

$$Q_n = 15016.3 \text{ kg}$$

$$V_h = T = 12974.10222 \text{ kg}$$

$$n.\text{stud} = Q_n / V_h = 15016.3 / 12974.10222 \approx 2 \text{ buah}$$

2 sisi stud, maka  $2 \times 2 = 4$  buah stud

$$\text{Jarak stud} = L / n = 1060 / 4 = 265 \text{ cm}$$

○ Kontrol lendutan

$$f.\text{ijin} = L/360 = 728.5/360 = 2.02 \text{ cm}$$

$$f_0 = 1.83 \text{ cm (ETABS)}$$

$$f_0 < f.\text{ijin}$$

$$1.83 \text{ cm} < 2.944 \text{ cm}$$

Tabel 4 13 Rekapitulasi perencanaan balok induk

Type	Profil	Sumbu	Lantai
1	WF	X	1 – 25
	600.300.12.20	Y	1 – 25

#### 4.3.5 Perencanaan Kolom Komposit *Concrete Filled Steel Tube (CFT)*

Perencanaan kolom CFT ini digunakan profil *hollow square section* dari brosur Nakajima Steel.

d	700	mm	Zx = Zy	14100	cm <sup>3</sup>
t	25	mm	ix = iy	27.4	cm
w	517	kg/m'	S	16500	cm <sup>3</sup>
A	658.9	cm <sup>2</sup>			
Ix = Iy	494000	cm <sup>4</sup>			
r	50	cm			

BJ 41

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 25743 \text{ MPa} = 262501 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 6.3 \text{ m} = 630 \text{ cm}$$

##### 4.3.5.1 Gaya dalam

Dalam menentukan kolom yang ditinjau, digunakan fitur pencari stress ratio pada aplikasi ETABS. kolom yang memiliki stress ratio terbesar merupakan kolom yang di kontrol desain pada perhitungan berikut



4.3.5.2 Kontrol luas penampang minimum (SNI 1729-2015, I2.2)

$$A_c = (70-5)^2 \text{ cm}^2 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% \geq 4\%$$

$$\frac{658.9}{658.9 + 4225} \times 100\% \geq 4\%$$

$$13.49 \geq 4\% \quad (\text{OK})$$

4.3.5.3 Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} \leq 25 \text{ mm}$$

$$b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \leq 25 \text{ mm}$$

$$700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 200000}} \leq 25 \text{ mm}$$

$$14.288 \leq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

4.3.5.4 Kontrol kekuatan nominal penampang komposit akibat tekuk lokal (SNI 1729-2015, tabel II.1B dan pasal II.4)

a. Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{700}{2 \times (25)} = 56$$

$$\lambda_p = 2.26 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 63.9$$

$$\lambda \leq \lambda_p, \text{ Penampang kompak}$$

b. Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{700}{25} = 28$$

$$\lambda_p = 3 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 84.9$$

$\lambda \leq \lambda_p$ , Penampang kompak

Maka,  $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 14100 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 = 35944425 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_p = 35944425 \text{ kgcm}$$

$M_u < \phi M_n$

$$5170615.3 < 0.9 \times 35944425$$

$$5170615.3 < 32349982.5 \text{ kgcm}$$

#### 4.3.5.5 Kontrol kekuatan nominal penampang komposit akibat tekuk lateral

Panjang terkekang = d kolom – d balok

$$= 630 \text{ cm} - 60 \text{ cm} = 570 \text{ cm}$$

$$L_b = 570 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 27.4 \text{ cm} \sqrt{\frac{2039400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2549 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$= 1363 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ , termasuk dalam bentang pendek.

Maka  $M_n = M_p$

$$M_n = 35944425 \text{ kgcm}$$

$M_u < \phi M_n$

$$5170615.3 < 0.9 \times 35944425$$

$$5170615.3 \text{ kgcm} < 32349982.5 \text{ kgcm}$$

(OK)

#### 4.3.5.6 Kuat nominal tekan penampang komposit

$$\frac{bf}{2tf} < 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$56 < 63.92$ , Penampang kompak. Maka  $P_n = P_p$

$$P_p = F_y A_s + C_2 f' c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$F_y = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 658.9 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = 0.85 \text{ (penampang persegi)}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 4225 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 0 \text{ cm}^2 \text{ (luas tulangan)}$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 262500.965 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_p = 2549 \times 658.9 + 0.85 \times 305.91 (4225+0) = 2778300.1 \text{ kg}$$

$$P_{no} = P_p = 2778300.1 \text{ kg}$$

#### 4.3.5.7 Kekuatan lentur dan aksial orde kedua (SNI 1729:2015, Lampiran 8, 8.2)

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut

##### a. Sumbu X

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi (tanpa beban gempa, kondisi beban kombinasi 1.2D + 1.6L)

$$M_1 = 578813 \text{ kgcm (momen terkecil pada ujung elemen)}$$

$$M_2 = 1038929.47 \text{ kgcm (momen terbesar pada ujung elemen)}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) = 0.6 - 0.4(0.557) = 0.3771$$

$$L_{\text{kolom}} = 630 \text{ cm}$$

$$I_x = 494000 \text{ cm}^4$$

$$P_{e_1} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2039400 \cdot 494000}{(1 \cdot 630)^2} = 25052323 \text{ kg}$$

$$P_{ntx} = 794596.46 \text{ kg (gaya aksial kombinasi beban gravitasi)}$$

$$P_{ltx} = 6547.764146 \text{ kg (gaya aksial kombinasi beban gempa)}$$

$$P_r = P_{ntx} + P_{ltx} = 801144.2241 \text{ kg}$$

$$\alpha = 1 \text{ (DFBK)}$$

$$B_1 = \frac{C_M}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e_1}}} = \frac{0.3815}{1 - \frac{1 \cdot 801144.2241}{25052323}} = 0.39 < 1$$

Maka,  $B_1 = 1$

- Kontrol momen terhadap beban lateral

$$P_{\text{story}} = 746641.471 \text{ kg}$$

$$P_{mf} = 0 \text{ kg (untuk bresing)}$$

$$RM = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{story}) = 1$$

$$L.kolom = 630 \text{ cm}$$

$$K1 = 1$$

$$H = 13017.06 \text{ kg (gaya geser tingkat dari gaya lateral)}$$

$$\Delta H = 0.38 \text{ cm (simpangan lantai 1 arah X)}$$

$$P_{e.story} = RM \frac{HL}{\Delta H} = 21580915.26 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{\alpha P_{story}}{P_{e.story}} = 1.0358 > 1 \quad (\text{OK})$$

$$B2 \text{ pakai} = 1.0358$$

$$M_{ntx} = 1038929.47 \text{ kgcm (momen akibat kombinasi beban gravitasi)}$$

$$M_{ltx} = 5170615.3 \text{ kgcm (momen akibat kombinasi beban gempa)}$$

Maka, kekuatan lentur orde kedua arah X

$$M_{rx} = B1.M_{ntx} + B2.M_{ltx} = 1 \times 1038929.47 + 1.0358 \times$$

$$5170615.3$$

$$= 6394845.004 \text{ kgcm}$$

b. Sumbu Y

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi (tanpa beban gempa)

$$M1 = 360361.98 \text{ kgcm (momen terkecil pada ujung elemen)}$$

$$M2 = 659745.9 \text{ kgcm (momen terbesar pada ujung elemen)}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M1/M2) = 0.6 - 0.4(0.546) = 0.3815$$

$$L.kolom = 630 \text{ cm}$$

$$I_x = 494000 \text{ cm}^4$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2039400 \cdot 494000}{(1 \cdot 630)^2} = 25052323 \text{ kg}$$

$$P_{ntx} = 59888690.81 \text{ kg (gaya aksial kombinasi beban gravitasi)}$$

$$P_{ltx} = 523225.4 \text{ kg (gaya aksial kombinasi beban gempa)}$$

$$P_r = P_{ntx} + P_{ltx} = 1122095.215 \text{ kg}$$

$$\alpha = 1 \text{ (DFBK)}$$

$$B1 = \frac{C_M}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0.3815}{1 - \frac{1 \cdot 1122095.215}{25052323}} = 0.4 < 1$$

Maka,  $B1 = 1$

c. Kontrol momen terhadap beban lateral

$P_{\text{story}} = 598869.81 \text{ kg}$

$P_{\text{mf}} = 0 \text{ kg}$  (untuk bresing)

$RM = 1 - 0.15(P_{\text{mf}}/P_{\text{story}}) = 1$

$L_{\text{kolom}} = 630 \text{ cm}$

$K1 = 1$

$H = 4960.84 \text{ kg}$  (gaya geser tingkat dari gaya lateral)

$\Delta H = 0.42 \text{ cm}$  (simpangan lantai 1 arah Y)

$P_{e.\text{story}} = RM \frac{HL}{\Delta H} = 7441260.75 \text{ kg}$

$B2 = \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e.\text{story}}} = 1.0875 > 1$  (OK)

$B2$  pakai = 1.0875

$M_{\text{ntx}} = 659745.9 \text{ kgcm}$  (momen akibat kombinasi beban gravitasi)

$M_{\text{ltx}} = 1917851.76 \text{ kgcm}$  (momen akibat kombinasi beban gempa)

Maka, kekuatan lentur orde kedua arah Y

$M_{\text{rx}} = B1.M_{\text{ntx}} + B2.M_{\text{ltx}} = 1 \times 659745 + 1.0875 \times 1917851.76$   
 $= 2745454.704 \text{ kgcm}$

4.3.5.8 Kontrol interaksi balok kolom

$\frac{Pr}{\phi P_n} = \frac{1122095.215}{0.9 \times 2778300} = 0.448 > 2$

Maka, digunakan persamaan interaksi sebagai berikut

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

$Pr = 1122095.215$

$P_c = 2500470.1 \text{ kg}$

$M_{rx} = 6238521.368 \text{ kgcm}$

$M_{ry} = 2745454.704 \text{ kgcm}$

$M_{cx} = 35944425 \text{ kgcm}$

$M_{cy} = 35944425 \text{ kgcm}$

$$\frac{1122095.215}{2500470.1} + \frac{8}{9} \left( \frac{6238521.368}{35944425} + \frac{2745454.704}{35944425} \right) \leq 1.0$$

0.67 < 1.0  
(OK)

Tabel 4 14 Rekapitulasi perencanaan kolom CFT

No	Dimensi	f <sub>c</sub> (MPa)	BJ	Lantai
1	CFT 700.700.25	30	41	1 - 24 (kolom tidak berbresing)
2	CFT 800.800.32	30	41	1-24 (kolom berbresing)

#### 4.4 Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan pada tugas akhir ini menggunakan SNI 1729 – 2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan)

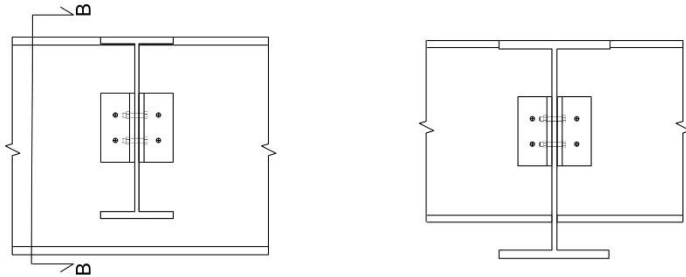
##### 4.4.1 Sambungan balok induk dengan balok anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

##### 4.4.1.1 Sambungan balok anak atap dengan balok induk

Pada perhitungan balok anak, diperoleh gaya geser yang terjadi pada balok anak terbesar yaitu 6376.8 kg dengan perencanaan profil balok anak atap WF 350.250.9.14 dan balok induk WF 600.300.12.20. Pada perencanaan sambungan ini, direncanakan

Profil balok anak BJ 41



Gambar 4. 28 Sambungan balok anak dengan balok induk

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4179 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 6376.8 \text{ kg}$$

Direncanakan:

Profil siku 60.60.6

baut M16 ( $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ )

A325 = 325 MPa = 3314 kg/cm<sup>2</sup>

$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4660 \text{ kg/cm}^2$  (SNI 1729 – 2015, Tabel J3.2)

$m = 2$

$d$  lubang = 18 (SNI 1729 – 2015, Tabel J3.3)

a. Menentukan jarak baut (Pasal J3.5)

Jarak antar baut

$$3d < S < 24t_p \text{ atau } 305$$

$$3(16) < S < 24(6)$$

$$48 < S < 144$$

$S$  pakai = 50 mm

Jarak tepi baut

$$22 < S_1 < 12t_p \text{ atau } 150$$

$$22 < S_1 < 12(6)$$

$$22 < S_1 < 72$$

$S_1$  pakai = 25 mm

## b. Sambungan pelat siku pada balok anak

- Kuat geser baut (SNI 1729 – 2015, Pasal J3.6)

$$m = 2$$

$$\varnothing = 0,75$$

$$\varnothing R_n = \varnothing F_{nv} A_b m = 0.75 \times 4660 \text{kg/cm}^2 \times 2.01 \text{cm}^2 \times 2 = 14050 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729 – 2015, Pasal J10)

$$\ell_c = S_1 - d/2 = 25 - (18/2) = 16 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 0.75$$

$$\varnothing R_n = \varnothing (1.2 \ell_c t F_u) \leq \varnothing 2.4 d t F_u$$

$$\begin{aligned} \varnothing R_{n1} &= 0.75 \times (1.2 \times 1.6 \text{cm} \times 0.6 \text{cm} \times 4179 \text{kg/cm}^2) \\ &= 3610.65 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varnothing R_{n2} &= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{cm} \times 0.9 \text{cm} \times 4179 \text{kg/cm}^2) \\ &= 7221.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$3610.65 \text{ kg} \leq 10831 \text{kg}$$

$$\text{Kuat tumpu pakai} = 3610.65 \text{ kg}$$

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut.

$$\varnothing R_n \text{ terkecil} = 3610.65 \text{ kg}$$

- Jumlah baut

$$n_{\text{baut}} = \text{Jumlah sisi} \times V_u / \varnothing R_n = 2 \times 6376.8 \text{kg} / 3610.65$$

$$n = 3.53$$

digunakan 4 baut untuk 2 sisi.

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung (SNI 1729 – 2015, Pasal J4.2)

$$L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S$$

$$= 2 \times 25 + (2 - 1) \times 50 = 100 \text{ mm}$$

## a. Pelelehan geser dari elemen



$$A_{gv} = L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} = 100 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\ = 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv} = 1 \times 0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 6 \text{ cm}^2 \\ = 9174.312 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol : } V_u < \phi R_n \cdot m$$

$$6376 < 9174.312 \times 2 \text{ kg}$$

$$6376 < 18348 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Keruntuhan geser dari elemen

$$L_{nv} = L_{\text{pelat}} - n(d \text{ lubang}) = 100 \text{ mm} - 2(18) \text{ mm}$$

$$L_{nv} = 64 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = 64 \times 6 = 384 \text{ mm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4179 \times 3.84 \\ = 7222.018 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol : } V_u < \phi R_n \times \text{jumlah pelat}$$

$$6376 < 28888 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- c. Sambungan baut dengan siku pada balok induk

- Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (F_{nv} \times A_b \times m) = 0.75 (4660 \times 2.01 \times 2) \\ = 14050 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut

$$l_c = 25 - (18/2) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (1.2 l_c t F_u) \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi R_{n1} = 0.75 \times (1.2 \times 1.6 \text{ cm} \times 0.6 \text{ cm} \times 4179 \text{ kg/cm}^2) \\ = 3610.65 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1.2 \text{ cm} \times 4179 \text{ kg/cm}^2) \\ = 7221.3 \text{ kg}$$

$$3610.65 \text{ kg} \leq 14442 \text{ kg}$$

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut.

$$\varnothing Rn \text{ terkecil} = 3610.65 \text{ kg}$$

- Jumlah baut

n.baut = Jumlah sisi x Vu /  $\varnothing Rn = 2 \times 6376.8 / 3610$   
digunakan 4 baut untuk 2 sisi.

d. Kontrol elemen terpengaruh penyambung (SNI 1729 – 2015, Pasal J4.2)

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S \\ &= 2 \times 25 + (2 - 1) \times 50 = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_{\text{gv}} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} = 100 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\ &= 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varnothing Rn &= \varnothing 0.6 F_y A_{\text{gv}} \\ &= 1 \times 0.6 \times 2549 \times 6 \\ &= 9176.312 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol : Vu <  $\varnothing Rn.m$

$$6378.8 < 9176 \times 2 \text{ kg}$$

$$6378.8 < 18352.8$$

(OK)

- Keruntuhan geser dari elemen

$$L_{\text{nv}} = L_{\text{pelat}} - n(d \text{ lubang}) = 100 \text{ mm} - (4/2)(18) \text{ mm}$$

$$L_{\text{nv}} = 64 \text{ mm}$$

$$A_{\text{nv}} = L_{\text{nv}} \times t_{\text{siku}} = 64 \times 6 = 384 \text{ mm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

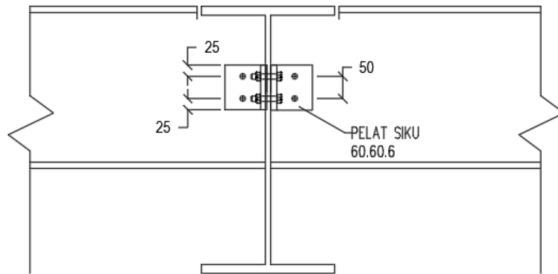
$$\varnothing Rn = \varnothing 0.6 F_u A_{\text{nv}} = 0.75 \times 0.6 \times 4179 \times 3.84$$

$$7222.18$$

Kontrol : Vu <  $\varnothing Rn \times \text{jumlah pelat}$

$$6376.82 < 14444.36$$

(OK)



Gambar 4. 29 Detail pelat siku sambungan balok anak dengan balok induk

#### 4.4.2 Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu bordes

Sambungan yang digunakan pada balok utama tangga dan balok penumpu bordes adalah sambungan rol yang berarti sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dan momen dari balok utama tangga. Pada sambungan ini direncanakan menggunakan baut dengan mutu baut A325.

##### 4.4.2.1 Data Perencanaan

Balok utama tangga :

Balok penumpu bordes :

$V_u$  balok utama = 1209.35 kg

$E$  = 200000 MPA = 2039400 kg/cm<sup>2</sup>

BJ 41,  $f_y$  = 250 MPa = 2549 kg/cm<sup>2</sup>

$F_u$  = 410 MPa = 4180 kg/cm<sup>2</sup>

Direncanakan :

Baut mutu : A325

$\varnothing_{\text{baut}}$  : M16 = 1.6 cm

$A_{\text{baut}}$  : 201.06 mm<sup>2</sup> = 2.01 cm<sup>2</sup>

$F_n$  : 475 MPa = 4843 kg/cm<sup>2</sup>

(Tabel J3.2, SNI 1729:2015)

$D_{\text{lubang}}$  : 18 mm

(Tabel J3.3, SNI 1729:2015)

m : 2  
Pelat siku : 50 x 50 x 4

#### 4.4.2.2 Kontrol jarak baut

(SNI 1729:2015, Pasal J3.3, Pasal J3.4, Pasal J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$48 \leq S \leq 96$$

$$S \text{ pakai} = 50 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )

$$22 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$22 \leq S_1 \leq 48$$

$$S_1 \text{ pakai} = 25 \text{ mm}$$

#### 4.4.2.3 Sambungan baut dengan siku pada balok utama tangga

a. Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 2$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0,75 \times (4658,51 \text{ kg/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 14049,74 \text{ kg}$$

b. Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = S_1 - d_{\text{lubang}}/2 = 25 - 18/2 = 16 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 1,6 \text{ cm} \times 0,4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 2407,68 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times (2,4 \times 1,6 \text{ cm} \times 0,4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 4815,36 \text{ kg}$$

Maka, dipakai kuat tumpu minimum yaitu 2407.68 kg

c. Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga  $\varnothing Rn = 2407.68$  kg

d. Jumlah baut

$$n = \text{jumlah sisi} \times V_u / \varnothing Rn \\ = 2 \times 1209.35 / 2407.68 = 2 \text{ buah untuk 1 sisi}$$

#### 4.4.2.4 Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok utama

a. Kuat elemen dalam geser (SNI 1729:2015, Pasal J4.2)

$$L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S \\ = 2 \times 25 \text{ mm} + 1 \times 50 = 100 \text{ mm}$$

- Pelelehan geser dari elemen

$$A_g = L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ = 100 \times 4 \text{ mm} = 400 \text{ mm}^2 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 1$$

$$\varnothing Rn = \varnothing (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\ = 1 \times (0,6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 4 \text{ cm}^2) \\ = 6117 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$V_u < \varnothing Rn \times n \text{ pelat}$$

$$1209.35 < 6117 \times 2 = 12235 \text{ kg}$$

$$1209.35 < 12235 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Keruntuhan geser dari elemen

$$L_{nv} = L_{\text{pelat}} - (n/2 \times d_{\text{lubang}}) \\ = 100 \text{ mm} - (2 \times 18) \\ = 64 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\ = 64 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$$

$$= 256 \text{ mm}^2 = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (0,6 \times f_u \times A_{nv})$$

$$= 0,75 \times (0,6 \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \times 2,56 \text{ cm}^2)$$

$$= 4815 \text{ kg}$$

Kontrol :

$V_u \leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat}$

$$1209,35 \leq 4815 \text{ kg} \times 2$$

$$1209,35 < 9629,36 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.4.2.5 Sambungan baut siku dengan balok penumpu bordes

a. Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 1$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0,75 \times (4658,51 \text{ kg/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2 \times 1)$$

$$= 7024,5 \text{ kg}$$

b. Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = S_1 - d_{\text{lubang}}/2 = 25 - 18/2 = 16 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 1,6 \text{ cm} \times 0,4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 2407,68 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times (2,4 \times 1,6 \text{ cm} \times 0,4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 4815,36 \text{ kg}$$

Maka, dipakai kuat tumpu minimum yaitu 2407,68 kg

c. Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga  $\emptyset R_n = 2407,68 \text{ kg}$

d. Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \text{jumlah sisi} \times Vu / \varnothing Rn \\
 &= 2 \times 1209.35 / 2407.68 = 2 \text{ buah untuk 1 sisi}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.2.6 Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok penumpu bordes

- b. Kuat elemen dalam geser (SNI 1729:2015, Pasal J4.2)

$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S \\
 &= 2 \times 25 \text{ mm} + 1 \times 50 = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_g &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 100 \times 4 \text{ mm} = 400 \text{ mm}^2 = 4 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\varnothing = 1$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing Rn &= \varnothing (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times (0,6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 4 \text{ cm}^2) \\
 &= 6117 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol:

$$Vu < \varnothing Rn \times n \text{ pelat}$$

$$1209.35 < 6117 \times 2 = 12235 \text{ kg}$$

$$1209.35 < 12235 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n/2 \times d_{\text{lubang}}) \\
 &= 100 \text{ mm} - (2 \times 18) \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 64 \text{ mm} \times 4 \text{ mm} \\
 &= 256 \text{ mm}^2 = 2,56 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\varnothing = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing Rn &= \varnothing (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 0.75 \times (0,6 \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \times 2,56 \text{ cm}^2) \\
 &= 4815 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$V_u \leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat}$$

$$1209.35 \leq 4815 \text{ kg} \times 1$$

$$1209.35 < 4815 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.4.3 Sambungan balok penumpu bordes dengan kolom

Sambungan balok penumpu bordes dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga. Direncanakan menggunakan sambungan baut mutu A325 dan las.

##### 4.4.3.1 Data Perencanaan

Kolom CFT : HSS 700.700.25

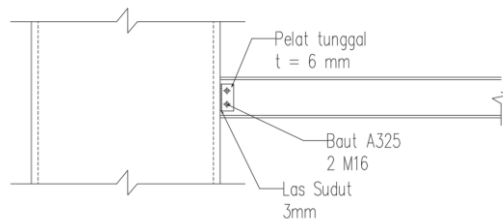
Balok : WF 150.100.6.9

$V_u$  balok = 1556.53 kg

$E = 200000 \text{ MPA} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$

BJ 41,  $f_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4. 30 Sambungan balok penumpu dengan kolom

Direncanakan :

Baut mutu : A325

$\phi_{\text{baut}}$  : M16 = 1.6 cm

$A_{\text{baut}}$  :  $201.06 \text{ mm}^2 = 2.01 \text{ cm}^2$

$F_n$  :  $475 \text{ MPa} = 4843 \text{ kg/cm}^2$

(Tabel J3.2, SNI 1729:2015)

$D_{\text{lubang}}$  : 18 mm



(Tabel J3.3, SNI 1729:2015)

m : 1  
 pelat sambung tunggal : t = 6 mm  
 Las sudut, mutu : Fe<sub>70xx</sub>

#### 4.4.3.2 Kontrol jarak baut

(SNI 1729:2015, Pasal J3.3, Pasal J3.4, Pasal J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$48 \leq S \leq 144$$

$$S \text{ pakai} = 50 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi (S<sub>1</sub>)

$$22 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$22 \leq S_1 \leq 72$$

$$S_1 \text{ pakai} = 25 \text{ mm}$$

#### 4.4.3.3 Sambungan baut dengan siku pada balok penumpu bordes

a. Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 2$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0.75 \times (4658.51 \text{ kg/cm}^2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 14049.74 \text{ kg}$$

b. Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = S_1 - d_{\text{lubang}}/2 = 25 - 18/2 = 16 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1.2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (1.2 \times 1.6 \text{ cm} \times 0.6 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 3611 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2.4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 0.6 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 7223 \text{ kg}$$

Maka, dipakai kuat tumpu minimum yaitu 3611 kg

c. Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga  $\phi R_n = 3611$  kg

d. Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \text{jumlah sisi} \times V_u / \phi R_n \\ &= 1556 / 3611 \\ &= 0.43 \\ &\text{dipasang 2 buah baut} \end{aligned}$$

4.4.3.4 *Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok utama*

c. Kuat elemen dalam geser (SNI 1729:2015, Pasal J4.2)

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S \\ &= 2 \times 25 \text{ mm} + 1 \times 50 = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_g &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 100 \times 6 \text{ mm} = 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi = 1$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\ &= 1 \times (0,6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 6 \text{ cm}^2) \\ &= 9176 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol:

$$V_u < \phi R_n \times n \text{ pelat}$$

$$1556 < 9176 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n/2 \times d_{\text{lubang}}) \\ &= 100 \text{ mm} - (2 \times 18) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{pelat} \\
 &= 64 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\
 &= 384 \text{ mm}^2 = 3,84 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset Rn &= \emptyset (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 0.75 \times (0,6 \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \times 3.84\text{cm}^2) \\
 &= 4815 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset Rn \times \text{jumlah pelat} \\
 1209.35 &\leq 4815 \text{ kg} \times 2 \\
 1209.35 &< 9629,36 \text{ kg} \qquad \qquad \qquad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.3.5 Sambungan las sudut

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu las} &= \text{Fe}_{70xx} \\
 F_{nw} &= 1 \times 0.6 \times 70 \times 70.33 \\
 &= 2953.86 \\
 L_w = L_{pelat} &= 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \\
 te \text{ (anggap)} &= 1 \text{ cm} \\
 A_{las} &= 1 \times 10 = 10\text{cm}^2 \times 2 \text{ sisi} \\
 &= 20 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset Rn &= \emptyset (F_{nw} \times A_w) \\
 &= 0.75 (2953.86 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm}^2) \\
 &= 44307.9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset Rn \times \text{jumlah pelat} \\
 1556 \text{ kg} &\leq 44307.9 \text{ kg} \times 1 \\
 1556 \text{ kg} &< 44307.9 \text{ kg} \qquad \qquad \qquad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{maka digunakan } a = 5 \text{ mm} \\
 te &= a \times 0.707 = 3.5 \text{ mm} \qquad \qquad \qquad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.4 Sambungan balok induk dengan balok induk

Sambungan antara balok induk dengan balok induk di desain sebagai *simple connection* karena balok induk di desain untuk tidak menerima momen di salah satu ujung nya. Sambungan direncanakan menggunakan baut mutu tinggi A325.

##### 4.4.4.1 Data perencanaan

###### a. Profil yang di sambung

Balok induk melintang : WF 600.300.12.20

Balok induk memanjang: WF 600.300.12.20

L balok melintang : 10.6 m

L balok memanjang : 7.285 m

$d_{\text{balok}}$  = 588mm

$b_f$  = 300 mm

$A_g$  = 192.5 cm<sup>2</sup>

$V_u$  melintang = 32135.7 kg

$V_u$  memanjang = 23124 kg

###### b. Mutu perencanaan

$E$  = 200000 MPa = 2039400 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = 250 MPa = 2549 kg/cm<sup>2</sup>

$f_u$  = 410 MPa = 4180 kg/cm<sup>2</sup>

###### c. Sambungan rencana

Baut mutu = A325

$\varnothing_{\text{baut}}$  = M27 = 2.7 cm

$A_{\text{baut}}$  = 5.72 cm<sup>2</sup>

$F_{nv}$  = 579 MPa = 5904.1 kg/cm<sup>2</sup>

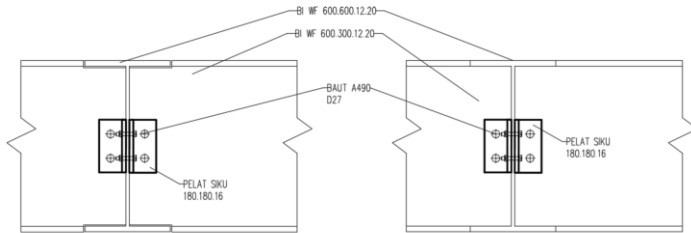
(Tabel J3.2 SNI 1729:2015)

D lubang = 30 mm

(Tabel J3.3 SNI 1729:2015)

$m$  = 2

pelat siku,  $t$  = 100.100.12 mm



Gambar 4. 31 Sambungan balok induk dengan balok induk

#### 4.4.4.2 Sambungan geser badan balok induk melintang

- Menentukan jarak baut (SNI 1729:2015; J3.3, J3.4, J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3db \leq S \leq 24 tp \text{ atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 27 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 12 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$81 \text{ mm} < S < 240 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )

$$34 \leq S_1 \leq 12 tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \leq S_1 \leq 144 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \text{ mm} < S_1 < 120 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah

$S = 85 \text{ mm}$  dan  $S_1 = 50 \text{ mm}$ .

- Sambungan baut dengan balok induk melintang

- a. Kuat geser baut (SNI 1729:2015, J3.6)

$$m = 2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0.75 \times (5904.1 \text{ kg/cm}^2 \times 5.72 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 50656 \text{ kg}$$

- b. Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, J3.10)

$$lc = S_1 - d/2 = 50 - 15 = 35 \text{ cm}$$

$$\phi R_{n1} = \phi (1.2 \times lc \times t \times fu)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.75 \times (1.2 \times 3.5 \text{ cm} \times 1.2 \text{ m} \times 4180) \\
 &= 15800 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= \phi (2.4 \times d \times t \times f_u) \\
 &= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 4180) \\
 &= 14446.08 \text{ kg} \\
 \text{Maka kuat tumpu pakai adalah } &14446.08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat nominal  
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut  
 $\phi R_n = 14446.08 \text{ kg}$  (kuat geser)
- Jumlah baut  
 $N_{\text{baut}} = V_u / \phi R_n$   
 $= 32135.7 / 14446.08 = 2.3 \approx 4$  buah baut pada 2 sisi
- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok melintang
  - a. Kuat elemen geser (SNI 1729:2015, J4.2)
 
$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= 2 \times S1 + (n/2 - 1) \times S \\
 &= 2 \times 50 \text{ mm} + 1 \times 85 \text{ mm} \\
 &= 185 \text{ mm} \\
 B_{\text{pelat}} &= 2 \times S1 \\
 &= 2 \times 50 \text{ mm} \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk pelepasan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{\text{gv}} &= B_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 100 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \\
 &= 1200 \text{ mm}^2 = 12 \text{ cm}^2 \\
 \phi &= 1 \\
 \phi R_n &= \phi (0.6 \times f_y \times A_{\text{gv}}) \\
 &= 1 \times (0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 12 \text{ cm}^2) \\
 &= 18352 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

## KONTROL

$$V_u < \phi R_n \text{ x jumlah pelat}$$

$$32135.7 < 18352 \times 2$$

$$32135.7 < 36705.2 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

## 4.4.4.3 Sambungan pada balok induk memanjang

- Menentukan jarak baut (SNI 1729:2015; J3.3, J3.4, J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3db \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 27 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 12 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$81 \text{ mm} < S < 240 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )

$$34 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \leq S_1 \leq 144 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \text{ mm} < S_1 < 120 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah

$$S = 85 \text{ mm dan } S_1 = 50 \text{ mm.}$$

- Sambungan baut dengan balok induk melintang

- a. Kuat geser baut (SNI 1729:2015, J3.6)

$$m = 2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0.75 \times (5904.1 \text{ kg/cm}^2 \times 5.72 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 50656 \text{ kg}$$

- b. Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, J3.10)

$$l_c = S_1 - d/2 = 50 - 15 = 35 \text{ cm}$$

$$\phi R_{n1} = \phi (1.2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (1.2 \times 3.5 \text{ cm} \times 1.2 \text{ m} \times 4180)$$

$$= 15800 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = \phi (2.4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 14446.08 \text{ kg}$$

Maka kuat tumpu pakai adalah 14446.08 kg

- Kuat nominal  
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut  
 $\varnothing R_n = 14446.08 \text{ kg}$  (kuat geser)
- Jumlah baut  
 $N_{\text{baut}} = V_u / \varnothing R_n$   
 $= 32135.7 / 14446.08 = 2.3 \approx 4$  buah baut pada 2 sisi
- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok melintang
  - a. Kuat elemen geser (SNI 1729:2015, J4.2)
 
$$L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S$$

$$= 2 \times 50\text{mm} + 1 \times 50\text{mm}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$B_{\text{pelat}} = 2 \times S_1$$

$$= 2 \times 50\text{mm}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Untuk pelelehan geser dari elemen

$$A_{\text{gv}} = B_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}}$$

$$= 100 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$$

$$= 1200 \text{ mm}^2 = 12 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 1$$

$$\varnothing R_n = \varnothing (0,6 \times f_y \times A_{\text{gv}})$$

$$= 1 \times (0,6 \times 2549\text{kg/cm}^2 \times 12 \text{ cm}^2)$$

$$= 18352 \text{ kg}$$
- KONTROL  
 $V_u < \varnothing R_n \times \text{jumlah pelat}$   
 $32135.7 < 18352 \times 2$

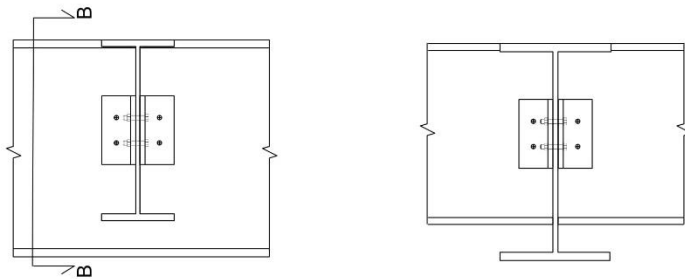


$$32135.7 < 36705.2 \text{ kg}$$

(OK)

#### 4.4.5 Sambungan balok utama tangga dan balok penumpu tangga

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.



Gambar 4. 32 Sambungan balok anak dengan balok induk

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 410 \text{ MPa} = 4179 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 2000 \text{ kg}$$

Direncanakan:

$$\text{baut M16 (} A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

$$A_{325} = 325 \text{ MPa} = 3314 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4660 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SNI 1729 – 2015, Tabel J3.2)}$$

$$m = 2$$

$$d \text{ lubang} = 18 \text{ (SNI 1729 – 2015, Tabel J3.3)}$$

- a. Menentukan jarak baut (Pasal J3.5)

Jarak antar baut

$$3d < S < 24t_p \text{ atau } 305$$

$$3(16) < S < 24(6)$$

$$48 < S < 144$$

$$S \text{ pakai} = 50 \text{ mm}$$

Jarak tepi baut

$$22 < S_1 < 12t_p \text{ atau } 150$$

$$22 < S_1 < 12(6)$$

$$22 < S_1 < 72$$

$$S_1 \text{ pakai} = 25 \text{ mm}$$

b. Sambungan pada sayap balok penumpu dan sayap balok utama

- Kuat geser baut (SNI 1729 – 2015, Pasal J3.6)

$$m = 1$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b m = 0.75 \times 4660 \text{kg/cm}^2 \times 2.01 \text{cm}^2 \times 1 = 7024 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut (SNI 1729 – 2015, Pasal J10)

$$l_c = S_1 - d/2 = 25 - (18/2) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_{n1} = \phi (1.2 l_c t F_u)$$

$$\phi R_{n1} = 0.75 \times (1.2 \times 1.6 \text{cm} \times 0.9 \text{cm} \times 4180 \text{kg/cm}^2) = 5417 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi R_{n2} = 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{cm} \times 0.9 \text{cm} \times 4180 \text{kg/cm}^2) = 10834 \text{ kg}$$

$$\text{Kuat tumpu pakai} = 5417 \text{ kg}$$

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut.

$$\phi R_n \text{ terkecil} = 5417 \text{ kg}$$

- Jumlah baut

$$n_{\text{baut}} = \text{Jumlah sisi} \times V_u / \phi R_n = 2 \times 6376.8 \text{kg} / 3610.65$$

$$n = 3.53$$

digunakan 4 baut untuk 2 sisi.

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung (SNI 1729 – 2015, Pasal J4.2)

$$L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S$$

$$= 2 \times 25 + (2 - 1) \times 50 = 100 \text{ mm}$$

- a. Pelelehan geser dari elemen

$$A_{gv} = L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} = 100 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$$

$$= 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv} = 1 \times 0.6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 6 \text{ cm}^2$$

$$= 9174.312 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol : } V_u < \phi R_n$$

$$6376 < 9174.312 \times 2 \text{ kg}$$

$$6376 < 18348 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Keruntuhan geser dari elemen

$$L_{nv} = L_{\text{pelat}} - n(d \text{ lubang}) = 100 \text{ mm} - 2(18) \text{ mm}$$

$$L_{nv} = 64 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = 64 \times 6 = 384 \text{ mm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4179 \times 3.84$$

$$= 7222.018 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol : } V_u < \phi R_n \times \text{jumlah pelat}$$

$$6377 < 28888 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- d. Sambungan baut dengan siku pada balok induk

- Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (F_{nv} \times A_b \times m) = 0.75 (4660 \times 2.01 \times 2)$$

$$= 14050 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 25 - (18/2) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (1.2 l_c t F_u) \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\begin{aligned}\phi R_{n1} &= 0.75 \times (1.2 \times 1.6 \text{ cm} \times 0.6 \text{ cm} \times 4179 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 3610.65 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_{n2} &= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1.2 \text{ cm} \times 4179 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 7221.3 \text{ kg}\end{aligned}$$

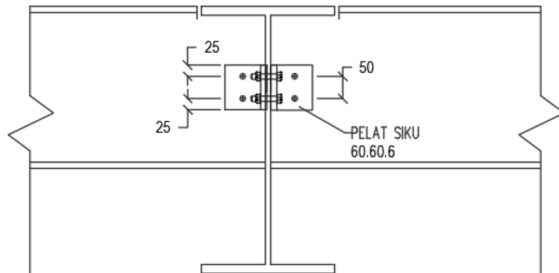
$$3610.65 \text{ kg} \leq 14442 \text{ kg}$$

- **Kuat nominal**  
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut.  
 $\phi R_n$  terkecil = 3610.65 kg
- **Jumlah baut**  
 $n_{\text{baut}} = \text{Jumlah sisi} \times V_u / \phi R_n = 2 \times 2000 \text{ kg} / 3610$   
digunakan 4 baut untuk 2 sisi.
- e. **Kontrol elemen terpengaruh penyambung (SNI 1729 – 2015, Pasal J4.2)**  
$$\begin{aligned}L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S \\ &= 2 \times 25 + (2 - 1) \times 50 = 100 \text{ mm}\end{aligned}$$
- **Pelelehan geser dari elemen**  
$$\begin{aligned}A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} = 100 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \\ &= 900 \text{ mm}^2 = 9 \text{ cm}^2\end{aligned}$$
  
$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.6 F_y A_{gv} \\ &= 1 \times 0.6 \times 2549 \times 9 \text{ cm}^2 \\ &= 13764 \text{ kg}\end{aligned}$$
  
Kontrol :  $V_u < \phi R_n$   
 $2000 < 13764 \text{ kg}$  (OK)
- **Keruntuhan geser dari elemen**  
$$\begin{aligned}L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - n(d \text{ lubang}) = 100 \text{ mm} - (4/2)(18) \text{ mm} \\ L_{nv} &= 64 \text{ mm} \\ A_{nv} &= L_{nv} \times t_p = 64 \times 9 = 576 \text{ mm}^2 = 5.76 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4180 \times 5.76 = 10834.56 \text{ kg}$$

Kontrol :  $V_u < \phi R_n \times \text{jumlah pelat}$

$$2000 \text{ kg} < 10834.56 \quad (\text{OK})$$



Gambar 4. 33 Detail pelat siku sambungan balok anak dengan balok induk

#### 4.4.6 Sambungan antar kolom

Kolom antar lantai akan disambung menggunakan las sudut dan pelat tambahan dengan tebal direncanakan 40 mm.

##### 4.4.6.1 Kolom 700.700.25

Berikut merupakan gaya pada kolom lantai dasar maksimum ditinjau untuk desain sambungan antar kolom.

$$P_u = 523225.4049 \text{ kg}$$

$$V_u = 12356.7246 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 53754.41 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 19178.52 \text{ kgm}$$

$$V_{ux} = 12356.72 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 4960.841 \text{ kg}$$

Sambungan antar kolom direncanakan menggunakan las tumpul penetrasi penuh. Gaya yang bekerja merupakan akibat beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal sambungan

ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian antar lantai.  
Berikut merupakan perencanaan las

Mutu las = Fe90xx

$F_{yw} = 90 \times 70.33 \text{ kg/cm}^2 = 6329.7 \text{ kg/cm}^2$

$t_e = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$  (tebal kolom)

$L_w = 2800 \text{ mm} = 280 \text{ cm}$  (panjang las = keliling kolom)

$t_p = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$

$E = 200000 \text{ MPa} = 2038736 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 410 \text{ MPa} = 4179 \text{ kg/cm}^2$

Properti profil HSS 700.700.25

d	700	mm	$Z_x = Z_y$	14100	cm <sup>3</sup>
t	25	mm	$i_x = i_y$	27.4	cm
w	517	kg/m'	S	16500	cm <sup>3</sup>
A	658.9	cm <sup>2</sup>			
$I_x = I_y$	494000	cm <sup>4</sup>			
r	50	cm			

- Perhitungan gaya diterima las

$A_{las} = t_e \times L_w \times \text{jumlah las}$

$$= 2.5 \text{ cm} \times 280 \text{ cm} \times 1 = 700 \text{ cm}^2$$

$$S_x = S_y = \frac{bd^3 - (b - 2tf - r)h^3}{6d} = 42285.71 \text{ cm}^3$$

$F_u \text{ las} = \phi 0.6 f_{yw} = 0.75 \times 0.6 \times 6329.7 \text{ kg/cm}^2$

$$= 2848.26 \text{ kg/cm}^2$$

$F_u \text{ baja} = \phi 0.9 f_u = 0.75 \times 0.9 \times 4179 \text{ kg/cm}^2$

$$= 2821.101 \text{ kg/cm}^2$$

Maka,  $F_{\min} = F_u \text{ baja} = 2821.101 \text{ kg.cm}^2$

- Gaya akibat  $P_u$

$$F_v = \frac{P_u}{A_{las}} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

$$= \frac{523225 \text{ kg}}{700 \text{ cm}} + \frac{5375441 \text{ kgcm}}{42285.71 \text{ cm}^3} + \frac{1917852 \text{ kgcm}}{42285.71 \text{ cm}^3}$$

$$= 919.94 \text{ kg/cm}^2$$

$F_v < F_u$  baja

$$919.94 < 2821.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Gaya akibat  $V_u$

$$F_{hx} = V_{ux} / A_{las} = 12356.72 / 700 = 17.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{hy} = V_{uy} / A_{las} = 4960.8 / 700 = 7.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_h \text{ total} = \sqrt{f_{hx}^2 + f_{hy}^2} = 19.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$F_h \text{ total} < F_u$  baja

$$19.02 < 2821.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Cek kemampuan las

$$\frac{fv}{\phi f_{yw}} + \frac{fh}{\phi 0.6 f_{u \text{ las}}} < 1$$

$$\frac{919.94}{0.75 \times 6329.7} + \frac{19.02}{0.75 \times 0.6 \times 2848.26} < 1$$

$$0.206 < 1$$

(OK)

#### 4.4.7 Sambungan bresing

Sesuai peraturan SNI 1729:2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu  $1.25R_y V_n$ .  $V_n$  merupakan kuat geser nominal link yang diambil dari nilai terkecil antara  $V_p$  dan  $2M_p/e$ .

##### 4.4.7.1 Data perencanaan

- Profil dan dimensi
 

Kolom	: CFT 800.800.30
H kolom	: 6.3 m
Bresing	: WF 350.350.16.16
L Bresing	: 867 cm

Balok luar link : WF 600.300.12.20

$$\begin{aligned}\Theta &= 46.6^\circ \\ D_{\text{bresing}} &= 350 \text{ mm} \\ B_f &= 350 \text{ mm} \\ A_g &= 166.6 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

- Mutu perencanaan:

$$\begin{aligned}E &= 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2 \\ f_u &= 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 30 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- Sambungan rencana

$$\begin{aligned}\text{Baut mutu} &= A 325 \\ \varnothing_{\text{baut}} &= M16 = 1,6 \text{ cm} \\ A_{\text{baut}} &= 210,06 \text{ mm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ F_{nv} &= 475 \text{ MPa} = 4660 \text{ kg/cm}^2 \\ &(\text{Tabel J3.2 SNI 1729:2015}) \\ D \text{ lubang} &= 27 \text{ mm} \\ &(\text{Tabel J3.3 SNI 1729:2015}) \\ m &= 2 \\ \text{pelat siku, } t &= 120.120.13 \text{ mm (untuk flange)} \\ \text{Single pelat, } t &= 14 \text{ mm (untuk web)}\end{aligned}$$

Las : sudut

$$\begin{aligned}\text{Mutu las} &= \text{Fe}_{90\text{XX}} \\ f_{yw} &= 90 \times 70.33 \\ &= 6329.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Ukuran minimum las} &= 8 \text{ mm} \\ &(\text{SNI 1729:2015, Pasal J2.4}) \\ \text{Ukuran maksimum las} &= 10 \text{ mm} \\ &(\text{SNI 1729:2015, Pasal J2.2b}) \\ \text{Dipakai } t_e &= 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}\end{aligned}$$



#### 4.4.7.2 Gaya pada bresing

$$P_u = 1.25 \times R_y \times V_n$$

$$P_u = 1.25 \times 1.5 \times 71582.94 \text{ kg (} V_n \text{ link)}$$

$$P_u = 134218.0125 \text{ kg}$$

$$V_u = 2.3705 \text{ t} = 2370.5 \text{ kg (etabs)}$$

$$M_u = 10.89 \text{ t} = 1089970 \text{ kgcm (etabs)}$$

Gaya horizontal bresing:

$$P_h = P_u \times \cos\Theta$$

$$= 134218 \times \cos(46.6)$$

$$= 92219.5 \text{ kg}$$

Gaya vertikal bresing

$$P_v = P_u \times \sin\Theta$$

$$= 134218 \times \sin(46.6)$$

$$= 97519.4 \text{ kg}$$

- Gaya pada 1 sayap bresing

$$P_{uf} = P_u \times \frac{B_f \times t_f}{A_g} = 134218 \times \frac{35 \times 1.6}{166.6} = 45115.4 \text{ kg}$$

- Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 134218 - 2(45115.4) = 43987.41 \text{ kg}$$

#### 4.4.7.3 Sambungan geser pada bresing

- Jarak baut (SNI 1729:2015; J3.3, J3.4, J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3db \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 16 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 11 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < S < 264 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi (S<sub>1</sub>)

$$22 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \leq S_1 \leq 12 \times 11 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \text{ mm} < S_1 < 132 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah

$$S = 50 \text{ mm dan } S_1 = 60 \text{ mm.}$$

- Sambungan baut dengan sayap
  - a. Kuat geser baut
    - $m = 1$
    - $\emptyset = 0.75$
    - $\emptyset Rn = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$
    - $= 0.75 \times (4658.51 \text{ kg/cm}^2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 1)$
    - $= 7024.87 \text{ kg}$
  - b. Kuat tumpu baut
    - $l_c = S_1 - (d/2) = 60 - (16/2) = 52 \text{ mm}$
    - $\emptyset Rn_1 = \emptyset (1.2 \times l_c \times t \times f_u)$
    - $= 0.75 \times (1.2 \times 3.2 \text{ cm} \times 1.3 \text{ cm} \times 4180)$
    - $= 25431 \text{ kg}$
    - $\emptyset Rn_2 = \emptyset (2.4 \times d \times t \times f_u)$
    - $= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1.3 \text{ cm} \times 4180)$
    - $= 15649 \text{ kg}$

Maka kuat tumpu pakai adalah 15649 kg
- Kuat Nominal
 

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut

$\emptyset Rn = 7024.87 \text{ kg}$  (kuat geser)
- Jumlah baut
  - $N_{\text{baut}} = P_{uf} / \emptyset Rn$
  - $= 45115.4 / 7024.87 = 6.4 \approx 8 \text{ buah baut}$
- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada bresing
  - a. Kuat elemen geser (SNI 1729:2015, J4.2)
    - $L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S$
    - $= 2 \times 60 \text{ mm} + 3 \times 50 \text{ mm}$
    - $= 270 \text{ mm}$
    - $B_{\text{pelat}} = 2 \times S_1$
    - $= 2 \times 60 \text{ mm}$
    - $= 120 \text{ mm}$

Untuk pelepasan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= B_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 120 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} \\
 &= 1560 \text{ mm}^2 = 15.6 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset &= 1 \\
 \emptyset R_n &= \emptyset (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times (0,6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 15.6 \text{ cm}^2) \\
 &= 23858.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

KONTROL

$$\begin{aligned}
 V_u &< \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 45115.4 &< 23858.6 \times 2 \\
 45115.4 &< 47717.2 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 L_{nv} &= B_{\text{pelat}} - (n - D \text{ lubang}) \\
 &= 120 \text{ mm} - (1 \times 18 \text{ mm}) \\
 &= 102 \text{ mm} \\
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 102 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} \\
 &= 1326 \text{ mm}^2 = 13.26 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset R_n &= \emptyset (0.6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 0.75 \times (0.6 \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \times 13.26 \text{ cm}^2) \\
 &= 24942.06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 45115.4 \text{ kg} &\leq 24942.06 \text{ kg} \times 2 \\
 45115.4 \text{ kg} &< 49884.12 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

#### 4.4.7.4 Sambungan geser pada pelat gusset

- Jarak baut (SNI 1729:2015; J3.3, J3.4, J3.5)
- Jarak antar baut (S)
- $3d_b \leq S \leq 24 t_p$  atau 305 mm

$$3 \times 16 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 11 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < S < 264 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )

$$22 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \leq S_1 \leq 12 \times 11 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \text{ mm} < S_1 < 132 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah

$$S = 50 \text{ mm dan } S_1 = 60 \text{ mm.}$$

- Sambungan baut dengan sayap

a. Kuat geser baut

$$m = 2$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$\emptyset Rn = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0.75 \times (4659 \text{ kg/cm}^2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 14046.8 \text{ kg}$$

b. Kuat tumpu baut

$$lc = S_1 - (d/2) = 60 - (16/2) = 52 \text{ mm}$$

$$\emptyset Rn_1 = \emptyset (1.2 \times lc \times t \times fu)$$

$$= 0.75 \times (1.2 \times 5.2 \text{ cm} \times 1.3 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 25431 \text{ kg}$$

$$\emptyset Rn_2 = \emptyset (2.4 \times d \times t \times fu)$$

$$= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1.3 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 15649 \text{ kg}$$

Maka kuat tumpu pakai adalah 15649 kg

- Kuat Nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut

$$\emptyset Rn = 14046.8 \text{ kg (kuat geser baut)}$$

- Jumlah baut

$$N_{\text{baut}} = P_{uf} / \emptyset Rn$$

$$= 45115.4 / 14046.8 = 3.2 \approx 4 \text{ buah baut}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada pelat gusset

- a. Kuat elemen geser (SNI 1729:2015, J4.2)

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n - 1) \times S \\ &= 2 \times 60\text{mm} + 3 \times 50\text{mm} \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\ &= 2 \times 60 \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_{\text{gv}} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 120 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} \\ &= 1560\text{mm}^2 = 15.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 1$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn &= \emptyset (0,6 \times f_y \times A_{\text{gv}}) \\ &= 1 \times (0,6 \times 2549\text{kg/cm}^2 \times 15.6\text{cm}^2) \\ &= 23858.64 \text{ kg} \end{aligned}$$

### KONTROL

$V_u < \emptyset Rn \times \text{jumlah pelat}$

$$45115.4 < 23858.64 \times 2$$

$$45115.4 < 47717 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{\text{nv}} &= B_{\text{pelat}} - (n - D \text{ lubang}) \\ &= 120 \text{ mm} - (1 \times 18 \text{ mm}) \\ &= 102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{nv}} &= L_{\text{nv}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 102 \text{ mm} \times 13\text{mm} \\ &= 1326 \text{ mm}^2 = 13.26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn &= \emptyset (0.6 \times f_u \times A_{\text{nv}}) \\ &= 0.75 \times (0.6 \times 4180\text{kg/cm}^2 \times 13.26\text{cm}^2) \\ &= 24942.06 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol :

$V_u \leq \phi R_n$  x jumlah pelat

$$45115.4 \text{ kg} \leq 24942.06 \text{ kg} \times 2$$

$$45115.4 \text{ kg} < 49884.12 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.4.7.5 Sambungan geser pada badan bresing

- Jarak baut (SNI 1729:2015; J3.3, J3.4, J3.5)

Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 16 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 11 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < S < 264 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )

$$22 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \leq S_1 \leq 12 \times 11 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$22 \text{ mm} < S_1 < 132 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah

$S = 50 \text{ mm}$  dan  $S_1 = 50 \text{ mm}$ .

- Sambungan baut dengan sayap

- c. Kuat geser baut

$$m = 2$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0.75 \times (4659 \text{ kg/cm}^2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 2)$$

$$= 14046.8 \text{ kg}$$

- d. Kuat tumpu baut

$$l_c = S_1 - (d/2) = 50 - (16/2) = 42 \text{ mm}$$

$$\phi R_{n1} = \phi (1.2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (1.2 \times 4.2 \text{ cm} \times 1.4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 22120.5 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = \phi (2.4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \text{ cm} \times 1.4 \text{ cm} \times 4180)$$

$$= 16853.76 \text{ kg}$$

Maka kuat tumpu pakai adalah 16853.76 kg

- Kuat Nominal  
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut  
 $\varnothing R_n = 16853.76 \text{ kg}$  (kuat tumpu baut)
- Jumlah baut  
$$N_{\text{baut}} = P_{\text{uw}} / \varnothing R_n$$
$$= 43987.41 / 16853.76 = 2.6 \approx 4 \text{ buah baut}$$
- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada badan bresing
  - a. Kuat elemen geser (SNI 1729:2015, J4.2)  

$$L_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + (n/2 - 1) \times S$$
$$= 2 \times 50\text{mm} + 1 \times 50\text{mm}$$
$$= 150 \text{ mm}$$
  

$$B_{\text{pelat}} = 2 \times S_1 + S$$
$$= 2 \times 50 + 50 \text{ mm}$$
$$= 150 \text{ mm}$$

Untuk pelelehan geser dari elemen

$$A_{\text{gv}} = L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}}$$

$$= 150 \text{ mm} \times 14 \text{ mm}$$

$$= 2100 \text{ mm}^2 = 21 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 1$$

$$\varnothing R_n = \varnothing (0,6 \times f_y \times A_{\text{gv}})$$

$$= 1 \times (0,6 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \times 21 \text{ cm}^2)$$

$$= 23552.76 \text{ kg}$$

#### KONTROL

$$V_u < \varnothing R_n \times \text{jumlah pelat}$$

$$43987.41 < 32117 \times 2$$

$$43987.41 < 64234 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$L_{\text{nv}} = L_{\text{pelat}} - (n \times D \text{ lubang})$$

$$\begin{aligned}
 &= 150 \text{ mm} - (2 \times 18 \text{ mm}) \\
 &= 114 \text{ mm} \\
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 114 \text{ mm} \times 14 \text{ mm} \\
 &= 1596 \text{ mm}^2 = 15.96 \text{ cm}^2 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset R_n &= \emptyset (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 0,75 \times (0,6 \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \times 15.96 \text{ cm}^2) \\
 &= 26860 \text{ kg} \\
 \text{Kontrol :} \\
 V_u &\leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 43987.41 \text{ kg} &\leq 30020.76 \text{ kg} \times 2 \\
 43987.41 \text{ kg} &< 60041.52 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

#### 4.4.7.6 Sambungan las sudut pada pelat buhul dan balok

##### - Kuat nominal las

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu las} &= \text{Fe}_{90\text{xx}} \\
 f_{yw} &= 90 \times 70.33 = 6329.7 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_{nw} &= 0.6 \times F_{yw} = 3797.8 \text{ kg/cm}^2 \\
 L_w &= 100 \text{ cm (direncanakan)} \\
 \emptyset &= 0.75 \\
 \emptyset R_{nw} &= \emptyset (F_{nw} \times L_w) \\
 &= 0.75 (3797.8 \times 80) = 284775 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tot}} &= 134218 \text{ kg} \\
 \text{Gaya horizontal bresing} \\
 Ph &= P_u \times \cos\theta \\
 &= 134218 \times \cos(46.6) \\
 &= 92219.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya vertikal bresing} \\
 P_v &= p_u \times \sin\theta \\
 &= 134218 \times \sin(46.6) \\
 &= 97519.4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



$$te = \frac{P_{total}}{\phi R_{nw}} = 0.47 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0.707} = 0.665 \text{ cm}$$

$$a \text{ min} = 0.8 \text{ cm}$$

maka, digunakan  $a = 1 \text{ cm}$

#### 4.4.8 Sambungan Link

Link di rencanakan berbeda dengan balok luar link di sampingnya. Sehingga diperlukan sambungan antar kedua elemen.

Balok link : WF 500.200.10.16  
 Balok non link : WF 600.300.12.20  
 Kolom : CFT 800.800.35

Gaya dalam pada balok link

$N_u = 0 \text{ kg}$

$V_u = 58211.82 \text{ kg}$

$M_u = 2946948.31 \text{ kgcm}$

a. Desain pelat dan las pada balok induk

Direncanakan tebal pelat,  $t = 2 \text{ cm}$

$t_e \text{ las} = 1 \text{ cm}$

$f_{yw} = 70$

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan dimensi balok induk. Berikut merupakan *section properties* balok induk.

$A = 192.5 \text{ cm}^2$

$I_x = 118000 \text{ cm}^4$

$I_y = 9020 \text{ cm}^4$

$S_x = 4020 \text{ cm}^3$

$S_y = 601 \text{ cm}^3$

Kemampuan las

$$\begin{aligned}\phi f_{uw} &= \phi f_{ywt_e} \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,33 \times 1 \\ &= 4430.79 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Akibat Pu :

$$\begin{aligned}f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{0}{192.5} + \frac{2946948.31}{4020} \\ &= 733.07 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Akibat Vu:

$$\begin{aligned}f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{58211.82}{192.5} + \frac{2946948.31}{4020} \\ &= 1035.5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Gaya total yang diterima las

$$\begin{aligned}f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{733.07^2 + 1035.5^2} \\ &= 1268.72 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Tebal las yang diperlukan

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{1268.72}{4430.79} = 0.28 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal pelat sambung:

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$A_{las} = 192.5 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan  
Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\phi f_{uw} = \phi f_{yw} A_w$$

$$= 0.9 \times 70 \times 70.33 \times 192.5$$

$$= 852927 \text{ kg}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\phi F_{BM} A_{BM} = \phi \times f_y \times A_w$$

$$= 0.9 \times 2549 \times 192.5$$

$$= 441614 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\phi F_{BM} A_{BM} \leq \phi f_{uw}$$

$$441614 \leq 852927 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser  
Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\phi F_w A_w = \phi (0.6) F_{E70XX} A_w$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 \times 192.5$$

$$= 426281.625 \text{ kg}$$

Kuat geser penampang

$$\phi R_n = \phi \times (0.6) \times f_y \times A_{gt}$$

$$= 0.9 \times 0.6 \times 2549 \times 192.5$$

$$= 264968 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\phi R_n \leq \phi F_w A_w$$

$$264968 \leq 426281.625 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- b. Desain pelat dan las pada balok link

Direncanakan tebal pelat,  $t = 2 \text{ cm}$ .

te las = 1 cm

$f_{yw} = 70$

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan ukuran dari WF Balok link. Berikut merupakan *section properties* balok link

$$\begin{aligned} A &= 114.2 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 47800 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 2140 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 1910 \text{ cm} \\ S_y &= 214 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kemampuan las

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{ywt_e} \\ &= 0.9 \times 70 \times 70.3 \times 1 \\ &= 4430.79 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Pu:

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{0}{192.5} + \frac{2946948.31}{1910} \\ &= 1542.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Vu:

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{58211.82}{114.2} + \frac{2946948.31}{1910} \\ &= 2052.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Total gaya yang diterima las

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{1542.9^2 + 2052.6^2} \\ &= 2567.82 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = f_{\text{total}} / f_{uw} = 2567.82 / 4430.79 = 0.58 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal pelat sambung:

$$t_c = 2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 114.2 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0.9 \times 70 \times 70.33 \times 114.2 \\ &= 505996.22 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\phi F_{BM} A_{BM} &= \phi \times f_y \times A_w \\ &= 0.9 \times 2549 \times 114.2 \\ &= 261986.22 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\phi F_{BM} A_{BM} &\leq \phi f_{uw} \\ 261986.22 &\leq 505996.22 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\phi F_w A_w &= \phi (0.6) F_{E70XX} A_w \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 \times 107 \\ &= 236946 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat geser penampang

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times (0.6) \times f_y \times A_{gt} \\ &= 0.9 \times 0.6 \times 2549 \times 114.2 \\ &= 157191.73 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\phi R_n &\leq \phi F_w A_w \\ 157191.73 &\leq 236946 \text{ kg} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

## c. Sambungan pada badan balok link

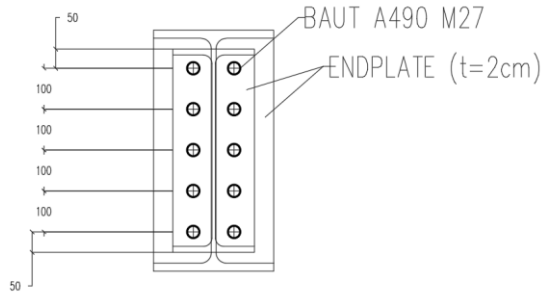
Direncanakan baut:

Mutu baut A490

$$F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yb} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ub} = 10358 \text{ kg/cm}^2$$



Direncanakan diameter baut 3 cm

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \times \left(\frac{db}{2}\right)^2 \\ &= \pi \times \left(\frac{2.7}{2}\right)^2 \\ &= 5.72 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times F_{nv} \times A_b \times m \\ &= 0.75 \times 4570 \times 5.72 \times 1 \\ &= 19605 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \ell_c &= 50 - \frac{1}{2}(27+1.5) = 35.75 \text{ mm} \\ \phi R_{n1} &= 0.75(1.2 \ell_c t f_{ub}) \\ &= 0.75(1.2 \times 3.575 \times 2 \times 4180) \\ &= 26383 \text{ kg} \\ \phi R_{n2} &= 0.75(2.4 d t f_u) \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 2.7 \times 2 \times 4180 \end{aligned}$$

$$= 40629 \text{ kg}$$

- Kuat nominal  
Kuat nominal pakai merupakan nilai terkecil dari perhitungan kuat geser dan kuat tumpu baut, yaitu 19605 kg.

- Menghitung jumlah baut  

$$n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{58211.82}{19605} = 2.496 \approx 10 \text{ buah} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol geser  

$$Tu \text{ max} = \frac{Mu \times d_{max}}{\sum d^2} = \frac{2946948.31 \times 40 \text{ cm}}{(10^2 + 20^2 + 30^2 + 40^2) \times 2 \text{ sisi}} = 19646 \text{ cm}$$

$$Td = \phi \times 0.75 \times f_u^b \times A_b$$

$$= 0.75 \times 0.75 \times 10350 \times 5.72$$

$$= 33346.87 \text{ kg} > Tu \text{ max} = 19646 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol momen  

$$T = Td = 33.346,87 \text{ kg}$$

$$a = \frac{\sum T}{b \times f_y} = \frac{10 \times 33346.87}{20 \times 2549} = 6.54 \text{ cm}$$

$$d = 5 + 10 - 6.54 = 8.46 \text{ cm}$$

$$d1 = 0$$

$$d2 = 8.46 \text{ cm}$$

$$d3 = 18.46 \text{ cm}$$

$$d4 = 28.46 \text{ cm}$$

$$d5 = 38.46 \text{ cm}$$

$$\sum d = 93.84 \text{ cm}$$

$$Mp = \phi \times Mn$$

$$= \frac{0.9 \times f_y \times a^2 \times b}{2} + \sum Td$$

$$= \frac{0.9 \times 2.549 \times 654^2 \times 20}{2} + 2 \times 33346.87 \times 93.84$$

$$= 4110493 \text{ kg.cm}$$

$$= 41104.93 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 29469.4831 \text{ kg.m} < M_p = 41104.93 \text{ kg.m} \text{ (OK!)}$$

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 30 mm s/d 327 atau 150 mm

Pakai S1 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm  
= 48 mm s/d 405 atau 200 mm

Pakai S = 100 mm

#### 4.4.8.1 Sambungan link dengan kolom

Direncanakan tebal pelat,  $t = 2 \text{ cm}$

$t_e \text{ las} = 1 \text{ cm}$

$f_{yw} = 70$

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan dimensi balok induk. Berikut merupakan *section properties* link

$$A = 114.2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1910 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 214 \text{ cm}^3$$

Kuat rencana las

$$\begin{aligned} \phi f_{nw} &= \phi f_{yw} t_e \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2215.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat  $P_u$  :

$$f_v = \frac{P_u}{A}$$



$$= \frac{0}{192.5} = 0$$

Akibat  $V_u$ :

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{58211.82}{114.2} + \frac{2946948.31}{1910} \\ &= 2052.64 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Gaya total yang diterima las

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{0 + 2052.64^2} \\ &= 2052.64 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tebal las yang diperlukan

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{nw}} = \frac{2052.64}{2215.4} = 0.92 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal CFT:

$$t_e = 3.2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 114.2 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0.9 \times 70 \times 70.33 \text{ kg/cm}^2 \times 114.2 \text{ cm}^2 \\ &= 505996 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi F_{BM} A_{BM} &= \phi \times f_y \times A_w \\ &= 0.9 \times 2549 \times 114.2 \\ &= 261986 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi F_{BM} A_{BM} \leq \phi f_{uw}$$

$$261986 \leq 505996 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \emptyset F_w A_w &= \emptyset(0,6) F_{E70XX} A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 114,2 \\ &= 252890 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat geser penampang

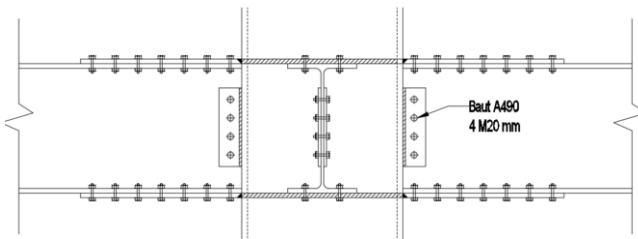
$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset \times (0,6) \times f_y \times A_{gt} \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 2549 \times 114,2 \\ &= 157191 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

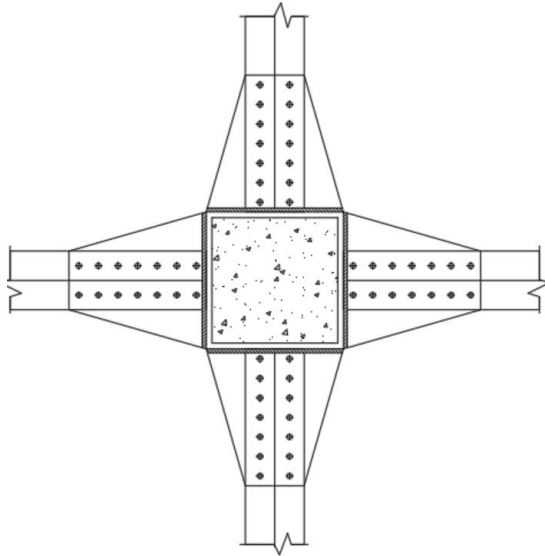
$$\begin{aligned} \emptyset R_n &\leq \emptyset F_w A_w \\ 157191 &\leq 252890 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.4.9 Sambungan balok induk dengan kolom

Sambungan pada balok induk dengan kolom direncanakan sebagai *rigid connection*. Tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku, sambungan menggunakan sambungan las pada konsol ke kolom CFT, baut dan pelat siku sebagai pelat penyambung.



Gambar 4. 34 Sambungan balok induk dengan kolom

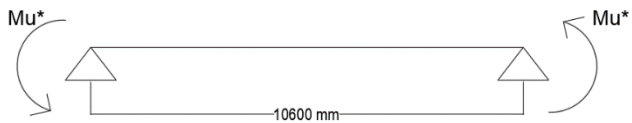


Gambar 4. 35 Potongan sambungan balok induk dengan kolom

Data – data yang tersedia adalah sebagai berikut:

Balok induk	: WF 600.300.12.20
Kolom	: CFT 700.700.25
Mutu las	: Fe <sub>90xx</sub>
Mutu baut	: Baut tipe geser, A325
Mutu pelat diafragma	: B J41

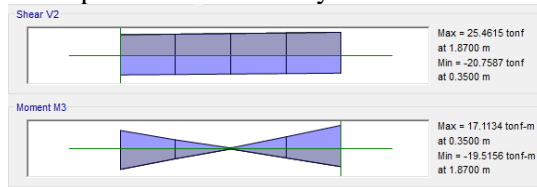
#### 4.4.9.1 Perhitungan gaya geser pada sambungan - Akibat kapasitas balok induk



$$\begin{aligned}
 \text{Mu}^* &= 1.1 \times R_y \times Z_x \times f_y \\
 &= 1.1 \times 1.5 \times 4309 \text{ cm}^3 \times 2549 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 18123007.65 \text{ kgcm} \\
 \text{Vu}_1 &= 2(\text{Mu}/L) = 2 (18123007.65 / 1060) \\
 &= 34194.35 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi

Didapatkan dari program etabs, reaksi geser terbesar pada balok pada balok B20 story2



$$\begin{aligned}
 \text{Vu}_2 &= 25461.5 \text{ kg} \\
 \text{Maka Vu.total} &= \text{Vu}_1 + \text{Vu}_2 = 34194 + 25461.5 \\
 \text{Vu.total} &= 59655.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.9.2 Sambungan geser pada badan balok

$r_1 = 0.4$  (Pada bidang geser baut pada ulir)

Mutu profil BJ 41

Baut tipe tumpu baut 24mm ( $A_g = 4.52 \text{ cm}^2$ )

Baut tipe gesek A490 ( $f_{ub} = 10350 \text{ kg/cm}^2$ )

Pelat BJ41 dengan tebal 10 mm

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi (r_1 \times f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\
 &= 0.75 \cdot 0.4 \cdot 10350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1 \cdot 4.52 \text{ cm}^2 \\
 &= 14034.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat tarik baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 0.75 \cdot f_{ub} \cdot A_b \\
 &= 0.75 \cdot 0.75 \cdot 10350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 4.52 \text{ cm}^2 \\
 &= 26314.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset R_{n1} &= \emptyset 1.2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 4.6 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 17305.2 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset R_{n2} &= \emptyset 2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 2.2 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 16552.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat geser baut menentukan karena dengan kemampuan terkecil, yaitu 14034,6 kg. selanjutnya dihitung jumlah baut diperlukan

$$n = V_u / \emptyset V_n = 59655.5 \text{ kg} / 14034 \text{ kg} = 3.8$$

Dipasang 4 buah baut dengan diameter 24 mm.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S<sub>1</sub>) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm = 36 mm s/d 150 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 72 mm s/d 100 mm

Pakai S = 80 mm

Pakai S<sub>1</sub> = 50 mm

Pakai S<sub>2</sub> = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Ø lubang = 24 mm + 1.5 mm = 25.5 (dibuat dengan bor)

A<sub>g</sub> = L x t<sub>pelat</sub> = 34cm x 1.2cm = 40.8 cm<sup>2</sup>

A<sub>nv</sub> = L<sub>nv</sub> x t<sub>pelat</sub> = (32 - 4x2.55) x 1.2 = 21.8 cm<sup>2</sup>

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

ØP<sub>u</sub> = ØA<sub>g</sub> f<sub>y</sub> = 0.9 x 40.8 x 2549 = 93600 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0.75 \times 21.8 \times 4180 = 68343 \text{ kg}$$

$$V_u < \emptyset P_u$$

$$\text{Maka, } 59655 < 68343 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.4.9.3 Sambungan geser pada kolom

Direncanakan dengan *single plate* dengan las sudut dengan tebal pelat 20mm dengan panjang 400mm. pengelasan dilakukan pada sisi *single plate* dengan kekuatan  $F_{e90xx}$  dengan tebal efektif las 1 cm.

Direncanakan tebal pelat:

$$t_p = t_w = 1.2 \text{ cm}$$

$$l_p = 34 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 1.2 \text{ cm} \times 34 \text{ cm} = 40.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{u.\text{las}} = \emptyset 0.6 \times F_{e90xx} \times t_e$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.33 \times 1 = 2848.365 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat geser beban sentris

$$F_v = P_u / A_{\text{las}} = 59655 \text{ kg} / 40.8 \text{ cm}^2 = 1462.1 \text{ kg/cm}^2$$

- Perhitungan Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} t_e \\ &= 0.75 \times 70 \times 70.33 \times 1 \\ &= 3692.325 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$T_e = f_{\text{tot}} / F_{u.\text{las}} = 1462.1 / 2848 = 0.51 \text{ cm}$$

$$a = t_e / 0.707 = 0.72 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\text{max}} = 12 - 2 = 10 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 0.8 cm.

#### 4.4.9.4 Sambungan plat diafragma dengan kolom

Direncanakan tebal pelat diafragma 20mm dengan tebal las tumpul penetrasi penuh 20mm.

- Gaya tarik akibat Mu

$$P_u = M_u / d_{\text{balok}} \\ = 18123007 \text{ kgcm} / 58.8 \text{ cm} = 308214 \text{ kg}$$

- Kekuatan rencana las tumpul

$$T_e = 2 \text{ cm}$$

$$T_{\text{pelat}} = 2 \text{ cm}$$

$$F_{\text{nw}} = 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.33 \times 2 = 5694.3 \text{ kg/cm}^2$$

- Luas las tumpul

$$A_{\text{las}} = t_e \times b \text{ kolom} = 2 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} = 140 \text{ cm}^2$$

- Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$F_v = P_u / A_{\text{las}} = 308214 / 140 = 2201 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v < F_{\text{nw}}$$

$$2201 < 5692 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

#### 4.4.9.5 Sambungan pada pelat diafragma dengan sayap balok

Direncanakan M27 ( $A_s = 5.722 \text{ cm}^2$ )

Mutu baut A490 ( $F_{\text{nv}} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{\text{nv}} A_b m \\ &= 0.75 \cdot 5790 \cdot 5.722 \times 1 \\ &= 24863.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi R_{n1} &= \phi 1.2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 3.575 \text{ cm} \times 2 \text{ cm} \times 4180 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$= 26898 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\varnothing Rn2 &= \varnothing 2.4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 2.7\text{cm} \times 2\text{cm} \times 4180\text{kg}/\text{cm}^2 \\ &= 40629.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat geser baut menentukan karena dengan kemampuan terkecil, yaitu 24863.2 kg. selanjutnya dihitung jumlah baut diperlukan

$$n = Vu / \varnothing Rn = 308214 / 24863.2 \text{ kg} = 12.4$$

dipasang 14 buah baut M27

- Kontrol jarak baut (Tabel J3.4)

$$S_1 = 34 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

$$S_1 = 75 \text{ mm}$$

$$S_2 = 34 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

$$S_2 = 50 \text{ mm}$$

$$S = 81 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan siku penyambung

$\varnothing$  lubang = 27 mm + 1.5 mm = 28.5 mm (dibuat dengan bor)

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 70\text{cm} \times 2\text{cm} = 140 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (70 - 7 \times 2.85) \times 2 = 100.1 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\varnothing Pu = \varnothing A_g f_y = 0.9 \times 140 \times 2549 = 321174\text{kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\varnothing Pu = \varnothing A_n f_u = 0.75 \times 100.1 \times 4180 = 313813 \text{ kg}$$

$$Vu < \varnothing Pu$$

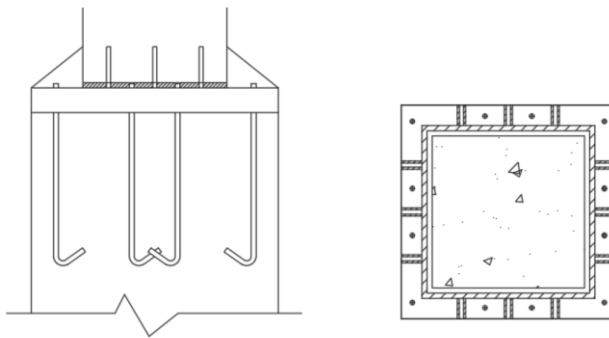
Maka, 308214 < 313813 kg

(OK)



#### 4.4.10 Perencanaan baseplate

Perencanaan base plate digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal untuk kemudian beban disalurkan melalui pedestal menuju ke pondasi. Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal pada kolom lantai dasar. Sambungan yang digunakan adalah tipe las  $F_{E90XX}$ .



Gambar 4. 36 Sambungan kolom dengan baseplate

Diketahui :

Kolom CFT atas : HSS 800 x 800 x 32 (J18 pada ETABS)

Output ETABS :

$$M_{ux} = 80368.2 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 74963.7 \text{ kgm}$$

$$P_u = 867313.7 \text{ kg}$$

$$V_{ux} = 11717 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 57270.2 \text{ kg}$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

BJ 41,

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2549 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ MPa} = 4180 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1,5$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

Direncanakan :

Base plate :

$$H_{\text{base plate}} = 1200 \text{ mm} = 120 \text{ cm}$$

$$B_{\text{base plate}} = 2100 \text{ mm} = 210 \text{ cm}$$

$$t_{p_{\text{base plate}}} = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}$$

Baut :

$$\text{Mutu} = \text{A 325}$$

$$\varnothing_{\text{baut}} = \text{M24} = 2.4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{baut}} = 452.39 \text{ mm}^2 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{nv}} = 475 \text{ MPa} = 4660 \text{ kg/cm}^2$$

(Tabel J3.2 SNI 1729:2015)

$$D \text{ lubang} = 27 \text{ mm}$$

(Tabel J3.3 SNI 1729:2015)

$$m = 1$$

Las = tumpul penetrasi penuh

Mutu las =  $F_{E90XX}$

$$F_{yw} = 90 \times 70,33 \text{ kg/cm}^2 = 6329,7 \text{ kg/cm}^2$$

Tebal pelat = 30 mm

t kolom = 32 mm

$t_{\text{las pakai}}$  = 3.2 cm

$L_{\text{pelat}}$  = keliling kolom

$$= 2 \times 120 + 2 \times 210 = 660 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = L_{\text{pelat}} \times t_{\text{las pakai}}$$

$$= 660 \text{ cm} \times 3.2 \text{ cm}$$

$$= 2112 \text{ cm}^2$$

$$S_x = S_y = \frac{b \times d^3 - (b - 2(t_f + r)) \times h^3}{6d}$$

$$= \frac{80 \times 80^3 - (80 - 2(3.2 + 7.5)) \times 50^3}{6 \times 80}$$

$$= 70072.92 \text{ cm}^3$$

$f_u$  las =  $\varnothing (0,6 \times f_{yw})$

$$= 0,75 (0,6 \times 6329,7 \text{ kg/cm}^2) = 2848,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_u \text{ baja} &= \emptyset (0,9 \times f_u) \\
 &= 0,75 (0,9 \times 4180 \text{ kg/cm}^2) \\
 &= 2821,10 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u \text{ minimum} &= 2821,10 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

a. Perencanaan sambungan pada baseplate

- Gaya akibat Pu

$$\begin{aligned}
 F_v &= \frac{P_u}{A_{\text{las}}} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y} \\
 &= \frac{867313.7}{2112} + \frac{80368.2}{70072.91} + \frac{74963.7}{70072.91} \\
 &= 412 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_v &\leq f_u \\
 412 \text{ kg/cm}^2 &< 2821,10 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Gaya akibat Vu

$$\begin{aligned}
 F_{hx} &= \frac{V_{ux}}{A_{\text{las}}} \\
 &= \frac{11717}{2112} \\
 &= 5.54 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_{hy} &= \frac{V_{uy}}{A_{\text{las}}} = \frac{57270}{2112} = 27.11 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{h \text{ total}} &= \sqrt{5.54^2 + 27.11^2} \\
 &= 27.67 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_h &\leq f_u \\
 27.67 &< 2821,10 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan las

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &\leq 1 \\
 \frac{F_v}{\emptyset \times f_{yw}} + \frac{F_y}{f_u \text{ las}} &\leq 1
 \end{aligned}$$

$$\frac{412}{0,75 \times 6329,7} + \frac{27.67}{2848.365} \leq 1$$

$$0,09 < 1 \quad (\text{OK})$$

## b. Perhitungan baseplate

Cek eksentrisitas gaya

$$\begin{aligned} ex &= \frac{M_u}{P_u} \\ &= \frac{80368.2}{867313.7} \\ &= 0,0926 \text{ m} \\ &= 9.26 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{H}{6} &= \frac{1200}{6} \\ &= 200 \text{ mm} \\ &= 200 \text{ cm} \end{aligned}$$

$ex < H/6$ , maka tidak terjadi tarik sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

Direncanakan menggunakan angkur diameter 24 mm = 2,4 cm

$$\begin{aligned} we &= \text{jarak baut ke tepi} \\ &= 2 \times \text{diameter} \\ &= 2 \times 2,4 \text{ cm} = 4,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_1 &= \text{jarak minimum untuk kunci} \\ &= 27/16 \times \text{diameter} \\ &= 27/16 \times 2,4 \text{ cm} \\ &= 4,05 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h' &= we + c_1 \\ &= 4,8 \text{ cm} + 4,05 \text{ cm} \\ &= 8,85 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &> H - 0,5h' \\ &> 1200 - 0,5 \times 88,5 \text{ mm} \\ &> 1155.75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$B = 2100 \text{ mm}$$

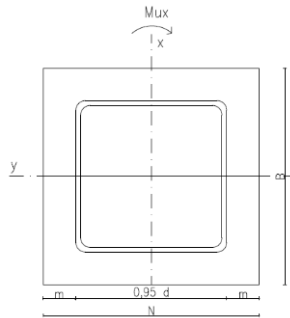
Dimensi beton direncanakan

$$H = 1200 \text{ mm}$$

$$B = 2100 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1200 \times 2100}{1200 \times 2100}} = 1$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Akibat beban  $P_u$  :

$$\begin{aligned} f_{pa} &= \frac{P_u}{B.H} \\ &= \frac{867313.7 \text{ kg}}{1200 \times 2100} \\ &= 0.34 \text{ kg/mm}^2 = 34.41 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat  $M_{ux}$

$$\begin{aligned} f_{pb} &= \frac{6 M_{ux}}{B.H^2} \\ &= \frac{6 \times 8036820 \text{ kgcm}}{210 \times 120^2} \\ &= 15.94 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tekanan maksimal

$$\begin{aligned} f_{pmax} &= f_{pa} + f_{pb} \\ &= 34.41 \text{ kg/cm}^2 + 15.94 \text{ kg/cm}^2 = 50.35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tekanan yang diterima kolom beton

$$\begin{aligned} f_{p \text{ avail}} &= \phi \times 0,85 \times f'_c \\ &= 0,9 \times 0,85 \times 305,91 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 234 \text{ kg/cm}^2 \\ m &= \frac{H - 0,95D}{2} \\ &= \frac{1200 - 0,95 \times 800}{2} \end{aligned}$$

$$= 220 \text{ mm}$$

$$= 22 \text{ cm}$$

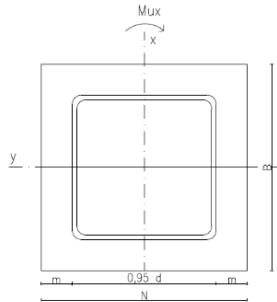
$$N = H = 110 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{upl}} &= (f_{p(\text{max})} - 2 \times f_{\text{pb}} \times \frac{m}{N}) \times \left(\frac{m^2}{2}\right) + (2 \times f_{\text{pb}} \times \frac{m}{N}) \times \left(\frac{m^2}{3}\right) \\ &= (50.35 - 2 \times 15.94 \times \frac{22}{120}) \times \left(\frac{22^2}{2}\right) + (2 \times 15.94 \times \frac{22}{120}) \times \left(\frac{22^2}{3}\right) \\ &= 10770.3 + 942.94 = 11713 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menentukan tebal baseplate

$$\begin{aligned} t &= \sqrt{\frac{4 M_{\text{upl}}}{\phi f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \times 11713}{0.9 \times 2549}} \\ &= 4.52 \text{ cm} \\ &= 44.52 \text{ mm dipakai } t_p = 120 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{OK})$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Akibat beban  $P_u$  :

$$\begin{aligned} f_{\text{pa}} &= \frac{P_u}{B.H} \\ &= \frac{867313.7 \text{ kg}}{1200 \times 2100} \\ &= 0.34 \text{ kg/mm}^2 = 34.41 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat  $M_{uy}$

$$\begin{aligned}
 f_{pb} &= \frac{6 M_{uy}}{B.H^2} \\
 &= \frac{6 \times 74963.7 \text{ kgcm}}{120 \times 210^2} \\
 &= 0.901 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tekanan maksimal

$$\begin{aligned}
 f_{pmax} &= f_{pa} + f_{pb} \\
 &= 34.41 \text{ kg/cm}^2 + 0.901 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 35.31 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tekanan yang diterima kolom beton

$$\begin{aligned}
 f_{p \text{ avail}} &= \emptyset \times 0,85 \times f_c \\
 &= 0,9 \times 0,85 \times 305,91 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 234 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{H-0,95D}{2} \\
 &= \frac{2100-0,95 \times 800}{2} \\
 &= 670 \text{ mm} \\
 &= 67 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$N = 210 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{upl} &= (f_{p(max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N}) \times (\frac{m^2}{2}) + (2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N}) \times (\frac{m^2}{3}) \\
 &= (35.31 - 2 \times 0.901 \times \frac{67}{210}) \times (\frac{67^2}{2}) + (2 \times 0.901 \times \frac{22}{210}) \times (\frac{22^2}{3}) \\
 &= 77993.33
 \end{aligned}$$

Menentukan tebal baseplate

$$\begin{aligned}
 t &= \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{\emptyset f_y}} \\
 &= \sqrt{\frac{4 \times 77993.33}{0,9 \times 2549}} \\
 &= 11.66 \text{ cm} \\
 &= 116.6 \text{ mm dipakai } t_p = 120 \text{ mm} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

c. Perencanaan pelat pengaku

$$T_s > 0.5 t_{pelat}$$

$$T_s > 0.5 \times 32 = 16$$

$$T_s \text{ pakai} = 20 \text{ mm}$$

d. Perencanaan angkur praktis

- Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 1$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$= 0.75 \times (4660 \text{ kg/cm}^2 \times 4.52 \text{ cm}^2 \times 1)$$

$$= 15797 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = 88,50 - 0,5 \times 27 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (1.2 \times 7.5 \text{ cm} \times 6 \text{ cm} \times 4180 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= 338580 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0.75 \times (2.4 \times 2.4 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} \times 4180 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= 216691 \text{ kg}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara  $\emptyset R_{n1}$  dan  $\emptyset R_{n2}$  maka, dipakai nilai kuat tumpu = 216691 kg

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga  $\emptyset R_n = 15797 \text{ kg}$

- Jumlah baut angkur

$$n = \frac{V_u}{\emptyset R_n}$$

$$= \frac{57270.2 \text{ kg}}{15797 \text{ kg}}$$

$$= 3.62 \approx 4 \text{ buah}$$

- Panjang baut angkur

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1$$



$$\lambda = 1$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda \times M}{5 \times \sqrt{f_r c}}$$

$$l_d = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1 \times 24}{5 \times \sqrt{30}}$$

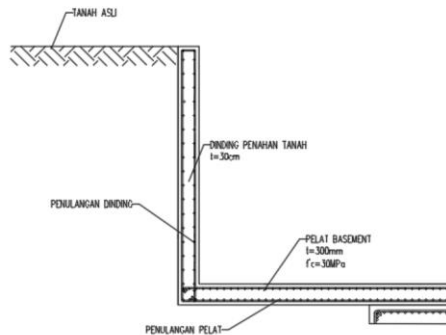
$$= 657,27 \text{ mm}$$

$$= 65,73 \text{ cm dipasang } 70 \text{ cm}$$

## 4.5 Perencanaan struktur bawah

### 4.5.1 Perencanaan dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya surcharge load beban kendaraan sebesar  $q = 0,8 \text{ t/m}^2$ .



Gambar 4. 37 Perencanaan dinding penahan tanah dan peat basement

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,67 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,67 - 1 = 0,67 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 0$$

$$c' = 0,3 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' \times h = 0,8 + 0,67 \times 0 = 0,8 \text{ t/m'}$$

$$\begin{aligned}\sigma v'(-3,7) &= \sigma v_1 + \gamma' \times h \\ &= 0,8 + 0,67 \times 3,7 \\ &= 3,279 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 0,2 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,2 + 1 \times 0 = 0,2 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-3,7) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-3,7) = (3,279 \times 1) - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 2,679 \text{ t/m'}$$

$$\begin{aligned}\sigma h \text{ total } (-3,7) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h \\ &= 2,679 + 1 \times 3,7 \\ &= 6,379 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada Gambar di atas. Untuk momen yang didapat menggunakan bantuan dari aplikasi ETABS yaitu sebesar 1,677 t.m, seperti pada gambar di bawah ini.

#### 4.5.1.1 Penulangan dinding penahan tanah

Berikut perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

- Penulangan lentur positif

$$Mu = 1,677 \text{ t.m} = 1.677.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16 \\ &= 252 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{Mu}{0,9 \times b \times d^2} \\ &= \frac{1.677.000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 0,03\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \\ &= 0,0035 \\ \rho_{\min} &= \frac{1,4}{420} = 0,0033 \\ \rho &= \frac{0,85 \times f'c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,95 \times f'c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,03}{0,95 \times 35}} \right) \\ &= 0,00006\end{aligned}$$

Maka, diambil  $\rho = 0,0035$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0035 \times 1.000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{847} \\ &= 237,38 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

- Penulangan lentur negatif

$$M_u = 1,677 \text{ t.m} = 1.677.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16 \\ &= 252 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} \\ &= \frac{1.677.000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 0,03\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,95 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,03}{0,95 \times 35}} \right)$$

$$= 0,00006$$

Maka, diambil  $\rho = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,0035 \times 1.000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{847}$$

$$= 237,38 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

## 4.5.2 Perencanaan Basement

### 4.5.2.1 Perencanaan pelat dasar basement

Direncanakan pelat beton:

$$L_x = 6.5 \text{ m}$$

$$L_y = 6 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{6}{6.5} = 0.923 \leq 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu Beton = 40 MPa

Mutu tulangan = 420 MPa

Elevasi muka air tanah = -1 m

Berat jenis air = 1000 kg/m<sup>3</sup>

Diameter tulangan bawah = 13 mm

Diameter tulangan atas = 13 mm

Perencanaan dilakukan pada 2 kondisi ekstrim. Variable pada kondisi tersebut merupakan kondisi kendaraan pada *basement* dan kondisi muka air.

a. Gaya angkat akibat air

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = (4.5 - 1) \times 1000$$

$$= 3500 \text{ kg/m}^2$$

Beban tersebut merupakan gaya ke atas (*uplift*) terhadap pelat basement yang ditinjau.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.8$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.8 \times 350}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.33$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.025$$

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0.0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{35}}{420} = 0.003521 \text{ (menentukann)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 35} = 14,11$$

- Perhitungan gaya dalam

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah =  
 $300 - 50 - 0.5(13) = 243.5 \text{ mm}$

dy = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5  
diameter tulangan atas =  $300 - 50 - 16 - 0.5(13) = 230.5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3400 \cdot 6.5^2 \cdot 42$$

$$= 6210.75 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3400 \cdot 6.5^2 \cdot 42$$

$$= -6210.75 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3400 \cdot 6.5^2 \cdot 37$$

$$= 5471.375 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3400 \cdot 6.5^2 \cdot 37$$

$$= -5471.375 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan arah x

$$n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{6210750}{0,9 \times 1000 \times 243,5^2} = 0.116$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,116}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 243,5 = 852,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{852,25}$$

$$= 155,74 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150.

- Perhitungan penulangan arah x

$$n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{5471375}{0,9 \times 1000 \times 243,5^2} = 0.114$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,114}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 230,5 = 806,75 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{852,25}$$

$$= 155,74 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150.

b. Gaya ke bawah akibat lantai basement

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati

Berat beton (0,3×2400)	= 720 kg/m <sup>2</sup>
Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m <sup>2</sup>
Total	= 741 kg/m <sup>2</sup>

Beban Hidup

Lantai	= 800 kg/m <sup>2</sup>
Total (q <sub>L</sub> )	= 800 kg/m <sup>2</sup>

Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L = 1,2 \times (741) + 1,6 \times (800)$$

$$= 2169,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 350}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,25$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} = 0,0035 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,11$$

- Perhitungan gaya dalam

$$dx = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ diameter tulangan bawah} = 300 - 50 - 0,5(13) = 243,5 \text{ mm}$$

$$dy = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan bawah} - 0,5 \text{ diameter tulangan atas} = 300 - 50 - 16 - 0,5(13) = 230,5 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6,52 \cdot 42 = 3849,2454 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6,52 \cdot 42 = -3849,2454 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6,52 \cdot 37 = 3391,0019 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6,52 \cdot 37 = -3391,0019 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{3849245,4}{0,9 \times 1000 \times 243,5^2} = 0,07$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,07}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,000172$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 243,5 = 852,25 \text{ mm}^2$$



$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{852.25} \\
 &= 155.74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150.

$$\begin{aligned}
 &\text{- Perhitungan penulangan arah Y} \\
 n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{3391001.9}{0,9 \times 1000 \times 243.5^2} = 0.07 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{14,11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,114}{420}} \right) \\
 \rho &= 0,0002 \\
 \rho \text{ pakai} &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$ASperlu = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 230.5 = 806.75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{852.25} \\
 &= 155.74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

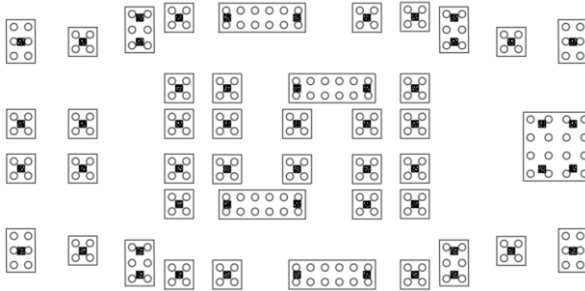
Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150.

#### 4.5.3 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7



Gambar 4. 38 Denah pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A3
- *Concrete cross section* : 1570 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 22 tm
- *Bending momen ultimate* : 33 tm
- *Allowable axial load* : 243.2 t
- Panjang tiang pancang : 6 – 18 m

#### 4.5.4 Desain tiang pancang tunggal dan kelompok

##### 4.5.4.1 Perhitungan daya dukung tanah

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

- a. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

- a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

- b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

- b. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

- c. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata  $N_2$  4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  =  $N/2$  untuk tanah lempung atau lanau dan  $N/5$  untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen  $i = O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

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

$$P_{ijng \ 1 \ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 15 Perhitungan daya dukung tanah

Depth (m)	N (blow /ft)	L/P	N <sub>15sand</sub>	γ <sub>sat</sub> (t/m <sup>3</sup> )	N <sub>ratra2</sub> ujung	Q <sub>ujung</sub> (ton)	f <sub>si</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	R <sub>si</sub> (ton)	Σ R <sub>si</sub> (ton)	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>ujung</sub> + Σ R <sub>si</sub>	Q <sub>ijin</sub> = Q <sub>ult</sub> /SF SF=3 ; (ton)
1	0	L	0.000	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.5	0	L	0	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	0	L	0	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
2.5	0	L	0	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
3	0	L	0	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
3.5	0	L	0	1.61	0.18	2.06	0.00	0.00	0.00	2.06	<b>0.69</b>
4	0	L	0.000	1.61	0.67	7.54	0.00	0.00	0.00	7.54	<b>2.51</b>
4.5	0	L	0	1.56	1.65	18.70	0.00	0.00	0.00	18.70	<b>6.23</b>
5	0	L	0	1	3.11	35.14	0.00	0.00	0.00	35.14	<b>11.71</b>
5.5	0	L	0	1	5.00	56.50	0.00	0.00	0.00	56.50	<b>18.83</b>
6	1	L	1	1	6.98	78.91	1.00	0.94	0.94	79.85	<b>26.62</b>
6.5	3	L	3	1	9.37	105.99	3.00	2.83	3.77	109.76	<b>36.59</b>
7	7	L	7	1.54	11.76	133.03	6.75	6.36	10.13	143.16	<b>47.72</b>
7.5	12	L	12	1.54	14.33	162.12	11.00	10.37	20.50	182.61	<b>60.87</b>
8	18	L	18	1.54	17.25	195.09	15.72	14.82	35.31	230.40	<b>76.80</b>
8.5	22	L	22	1.54	20.31	229.73	18.35	17.29	52.61	282.34	<b>94.11</b>
9	24	L	24	1.54	23.76	268.72	19.15	18.05	70.66	339.38	<b>113.13</b>
9.5	25	L	25	1.54	27.72	313.54	19.13	18.03	88.69	402.23	<b>134.08</b>
10	28	L	28	1.54	31.56	356.88	20.57	19.39	108.08	464.96	<b>154.99</b>
10.5	33	L	33	1.54	35.26	398.83	23.32	21.98	130.06	528.89	<b>176.30</b>
11	36	L	36	1.54	38.86	439.48	24.51	23.10	153.15	592.63	<b>197.54</b>
11.5	42	L	42	1.54	42.22	477.49	27.58	25.99	179.14	656.63	<b>218.88</b>
12	50	L	50	1.54	45.23	511.52	31.71	29.88	209.03	720.54	<b>240.18</b>
12.5	50	L	50	1.54	45.70	516.85	30.66	28.89	237.92	754.77	<b>251.59</b>
13	50	L	50	1.54	46.37	524.44	29.67	27.97	265.89	790.32	<b>263.44</b>
13.5	50	L	50	1.54	47.53	537.52	28.75	27.10	292.98	830.50	<b>276.83</b>
14	50	L	50	1.54	48.33	546.64	27.89	26.28	319.27	865.91	<b>288.64</b>
14.5	50	L	50	1.54	49.02	554.40	27.07	25.51	344.78	899.18	<b>299.73</b>
15	20	L	20	1.54	49.69	561.96	10.52	9.92	354.70	916.66	<b>305.55</b>
15.5	32	L	32	1.54	48.94	553.50	16.37	15.43	370.12	923.62	<b>307.87</b>
16	50	L	50	1.54	47.84	541.02	24.97	23.54	393.66	934.68	<b>311.56</b>
16.5	50	L	50	1.54	46.57	526.73	24.80	23.38	417.04	943.77	<b>314.59</b>
17	50	L	50	1.54	44.91	507.98	24.64	23.22	440.26	948.23	<b>316.08</b>
17.5	50	L	50	1.54	42.73	483.25	24.48	23.07	463.33	946.58	<b>315.53</b>
18	50	P	30	1.54	41.49	469.24	5.84	5.50	468.83	938.07	<b>312.69</b>
18.5	50	P	30	1.54	40.21	454.81	5.80	5.46	474.29	929.10	<b>309.70</b>
19	50	P	30	1.54	38.88	439.77	5.76	5.43	479.72	919.49	<b>306.50</b>
19.5	50	P	30	1.54	37.48	423.85	5.72	5.39	485.11	908.97	<b>302.99</b>
20	50	P	30	1.54	35.96	406.72	5.69	5.36	490.47	897.19	<b>299.06</b>

#### 4.5.4.2 Perhitungan pondasi tiang pancang tipe 1

Berikut merupakan hasil reaksi dari pembebanan pada permodelan ETABS. Pada perhitungan diberikan contoh perhitungan untuk 3 joint.

Tabel 4 16 Reaksi pada joint nomor 33

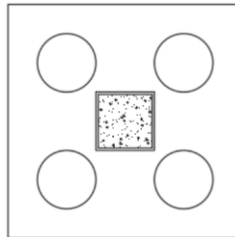
Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	33	(P) D + L	2.9918	1.3146	615.871	-1.6617	4.1326	0.5091
Basement	33	(P) D	1.665	0.7361	478.1771	-0.8979	2.3052	0.3639
Basement	33	(P) D + 0.75L	2.6601	1.17	581.4475	-1.4708	3.6757	0.4728
Basement	33	(P) D + 0.75Ex Max	9.4108	2.9805	496.3194	9.2088	38.2461	1.2314
Basement	33	(P) D + 0.75Ex Min	-6.0808	-1.5083	460.0348	-11.0047	-33.6356	-0.5036
Basement	33	(P) D + 0.75Ey Max	4.1205	8.6329	515.145	34.661	13.6906	3.338
Basement	33	(P) D + 0.75Ey Min	-0.7904	-7.1607	441.2092	-36.4569	-9.0801	-2.6102
Basement	33	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	4.3789	6.6977	607.325	23.4205	11.6454	2.5546
Basement	33	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	0.9413	-4.3578	555.57	-26.362	-4.294	-1.6091
Basement	33	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	8.0821	2.741	594.1471	5.604	28.8343	1.08
Basement	33	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-2.762	-0.4011	568.7479	-8.5455	-21.4829	-0.1345
Basement	33	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	8.2284	2.5364	303.8391	8.8942	34.9279	1.028
Basement	33	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-6.2304	-1.6531	269.9735	-9.9717	-32.1617	-0.5914
Basement	33	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	3.2908	7.812	321.4096	32.6496	12.0094	2.9942
Basement	33	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-1.2928	-6.9287	252.4029	-33.7271	-9.2432	-2.5575

Tabel 4 17 Reaksi pada joint nomor 12

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	12	(P) D + L	-0.1071	-3.9443	443.065	5.2917	-0.3131	0.5091
Basement	12	(P) D	-0.0634	-2.1357	361.11	2.8251	-0.1885	0.3639
Basement	12	(P) D + 0.75L	-0.0962	-3.4922	422.5762	4.6751	-0.2819	0.4728
Basement	12	(P) D + 0.75Ex Max	8.3415	-0.6262	385.0631	12.3893	36.6493	1.2314
Basement	12	(P) D + 0.75Ex Min	-8.4683	-3.6452	337.1569	-6.7392	-37.0262	-0.5036
Basement	12	(P) D + 0.75Ey Max	2.6388	3.1435	404.1462	36.4712	11.5464	3.338
Basement	12	(P) D + 0.75Ey Min	-2.7656	-7.4149	318.0738	-30.8211	-11.9234	-2.6102
Basement	12	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	1.7954	0.2033	452.7016	28.2274	7.9325	2.5546
Basement	12	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-1.9877	-7.1876	392.4509	-18.8772	-8.4963	-1.6091
Basement	12	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	5.7873	-2.4355	439.3434	11.3701	25.5045	1.08
Basement	12	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-5.9796	-4.5488	405.8091	-2.0199	-26.0683	-0.1345
Basement	12	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	7.8065	0.1274	239.0222	10.6217	34.2688	1.028
Basement	12	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-7.8826	-2.6903	194.3098	-7.2316	-34.495	-0.5914
Basement	12	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	2.484	3.6459	256.8332	33.0981	10.8395	2.9942
Basement	12	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-2.5601	-6.2087	176.4988	-29.7081	-11.0657	-2.5575

Tabel 4 18 Reaksi pada joint nomor 19

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	19	(P) D + L	0.0006	4.0877	444.8796	-5.9994	0.0631	0.5091
Basement	19	(P) D	0.0094	2.2289	362.0439	-3.3106	0.0746	0.3639
Basement	19	(P) D + 0.75L	0.0028	3.623	424.1707	-5.3272	0.066	0.4728
Basement	19	(P) D + 0.75Ex Max	8.4495	3.7426	387.5382	6.258	37.0371	1.2314
Basement	19	(P) D + 0.75Ex Min	-8.4307	0.7153	336.5497	-12.8791	-36.8878	-0.5036
Basement	19	(P) D + 0.75Ey Max	2.728	7.5089	404.723	30.3366	11.86	3.338
Basement	19	(P) D + 0.75Ey Min	-2.7092	-3.051	319.3649	-36.9577	-11.7108	-2.6102
Basement	19	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	1.9058	7.319	454.046	18.2259	8.3158	2.5546
Basement	19	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-1.9002	-0.0729	394.2953	-28.8802	-8.1838	-1.6091
Basement	19	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	5.9109	4.6826	442.0166	1.3708	25.9397	1.08
Basement	19	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-5.9053	2.5635	406.3247	-12.0251	-25.8077	-0.1345
Basement	19	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	7.8831	2.7501	241.021	6.9443	34.543	1.028
Basement	19	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-7.8718	-0.0754	193.4318	-10.917	-34.4535	-0.5914
Basement	19	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	2.543	6.2653	257.0601	29.4177	11.0445	2.9942
Basement	19	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-2.5317	-3.5906	177.3926	-33.3904	-10.9549	-2.5575



Gambar 4. 39 Pondasi tiang pancang tipe 1

a. Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

- Perhitungan jarak tiang

D = 60 cm

$2D \leq S \leq 2.5$	dengan S = jarak antar tiang
$120 \leq S \leq 150$	dipakai S = 120 cm
$1D \leq S \leq 2D$	dengan S = jarak tepi
$60 \leq S \leq 120$	dipakai S = 60 cm

P = 515 ton (diambil dari salah satu beban kombinasi)

N = 4 tiang

$M_x = 34.6$  tm

$M_y = 13.7$  tm

$X_{max} = 0.6$  m

$Y_{max} = 0.6$  m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{515}{4} \pm \frac{13.7 \times 0.6}{2(0.6^2)} \pm \frac{34.6 \times 0.6}{2(0.6^2)}$$

$$P_{max} = 169.08t$$

$P_{max}$  harus lebih kecil dari beban axial ijin dari kemampuan tiang pancang dan beban axial ijin dari daya dukung tanah. Untuk itu, perlu dilihat dari tabel perhitungan daya dukung tanah, di kedalaman berapa yang sanggup menahan beban yang telah dihitung.

Diperoleh dari tabel perhitungan daya dukung tanah, tanah pada kedalaman 12 m dengan beban izin 240.18 ton.

Namun, perlu dihitung juga hasil dari beban kombinasi lainnya. Sehingga jika disajikan dalam bentuk tabel menjadi seperti berikut:

Tabel 4 19 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 33



Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	P/n (t)	Mx (tm)	y.max (m)	$\Sigma y^2$	My (tm)	x.max (m)	$\Sigma x^2$	Pmax (t)	P/jin tanah	Kontrol
(P) D+L	4	615.871	153.96775	-1.6617	0.6	0.72	4.1326	0.6	0.72	156.03	240.18	OK
(P) D	4	478.1771	119.544275	-0.8979	0.6	0.72	2.3052	0.6	0.72	120.72	240.18	OK
(P) D + 0.75L	4	581.4475	145.361875	-1.4708	0.6	0.72	3.6757	0.6	0.72	147.20	240.18	OK
(P) D + 0.75x Max	4	496.3194	124.07985	9.2088	0.6	0.72	38.2461	0.6	0.72	163.63	240.18	OK
(P) D + 0.75x Min	4	460.0348	115.0087	-11.0047	0.6	0.72	-33.6356	0.6	0.72	77.81	240.18	OK
(P) D + 0.75y Max	4	515.145	128.78625	34.661	0.6	0.72	13.6906	0.6	0.72	169.08	240.18	OK
(P) D + 0.75y Min	4	441.2092	110.3023	-36.4569	0.6	0.72	-9.8801	0.6	0.72	72.35	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	4	607.325	151.83125	23.4205	0.6	0.72	11.6454	0.6	0.72	181.05	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	4	555.57	138.8925	-26.362	0.6	0.72	-8.294	0.6	0.72	113.35	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	4	594.1471	148.536775	5.604	0.6	0.72	28.8343	0.6	0.72	177.24	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	4	568.7479	142.186975	-8.5455	0.6	0.72	-21.4829	0.6	0.72	117.16	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Max	4	303.8931	75.959775	8.8942	0.6	0.72	34.9279	0.6	0.72	112.48	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Min	4	269.9735	67.493375	-9.9717	0.6	0.72	-32.1617	0.6	0.72	32.38	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Max	4	321.4096	80.3524	32.6496	0.6	0.72	12.0094	0.6	0.72	117.57	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Min	4	252.4029	63.100725	-33.7271	0.6	0.72	-9.2432	0.6	0.72	27.29	240.18	OK

Tabel 4 20 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 12

Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	P/n (t)	Mx (tm)	y.max (m)	$\Sigma y^2$	My (tm)	x.max (m)	$\Sigma x^2$	Pmax (t)	P/jin tanah	Kontrol
(P) D+L	4	422.5232	105.6308	26.5943	0.6	0.72	7.6102	0.6	0.72	134.13	240.18	OK
(P) D	4	413.3616	103.3404	4.5463	0.6	0.72	-0.3537	0.6	0.72	106.83	240.18	OK
(P) D + 0.75L	4	409.5335	102.383375	10.3654	0.6	0.72	24.5578	0.6	0.72	131.49	240.18	OK
(P) D + 0.75x Max	4	392.8736	98.2184	3.9285	0.6	0.72	-0.3233	0.6	0.72	101.22	240.18	OK
(P) D + 0.75x Min	4	376.2137	94.053425	-2.5084	0.6	0.72	-25.2045	0.6	0.72	70.96	240.18	OK
(P) D + 0.75y Max	4	370.9423	92.735575	32.296	0.6	0.72	10.3458	0.6	0.72	128.27	240.18	OK
(P) D + 0.75y Min	4	363.2241	90.806025	-18.7373	0.6	0.72	-8.2569	0.6	0.72	68.31	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	4	353.6228	88.4057	10.6575	0.6	0.72	32.9426	0.6	0.72	124.74	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	4	331.4096	82.8524	2.075	0.6	0.72	-0.2323	0.6	0.72	84.39	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	4	309.1964	77.2991	-6.5076	0.6	0.72	-35.4072	0.6	0.72	44.04	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	4	291.8769	72.969225	-28.1461	0.6	0.72	-10.8104	0.6	0.72	40.51	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Max	4	238.3784	59.5946	31.466	0.6	0.72	10.4387	0.6	0.72	94.52	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Min	4	221.059	55.26475	9.8275	0.6	0.72	33.0355	0.6	0.72	90.98	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Max	4	176.6325	44.158125	-7.3376	0.6	0.72	-33.3143	0.6	0.72	10.28	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Min	4	159.313	39.82825	-28.9761	0.6	0.72	-10.7175	0.6	0.72	6.75	240.18	OK

Tabel 4 21 Kontrol tiang pancang tunggal pada joint nomor 13

Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	P/n (t)	Mx (tm)	y.max (m)	$\Sigma y^2$	My (tm)	x.max (m)	$\Sigma x^2$	Pmax (t)	P/jin tanah	Kontrol
(P) D+L	4	444.8796	111.2199	-5.9994	0.6	0.72	0.0631	0.6	0.72	106.27	240.18	OK
(P) D	4	362.0439	90.510975	-3.3106	0.6	0.72	0.0746	0.6	0.72	87.81	240.18	OK
(P) D + 0.75L	4	424.1707	106.042675	-5.3272	0.6	0.72	0.066	0.6	0.72	101.66	240.18	OK
(P) D + 0.75x Max	4	387.5382	96.88455	6.258	0.6	0.72	37.0371	0.6	0.72	132.96	240.18	OK
(P) D + 0.75x Min	4	336.5497	84.137425	-12.8791	0.6	0.72	-36.8878	0.6	0.72	42.67	240.18	OK
(P) D + 0.75y Max	4	404.723	101.18075	30.3366	0.6	0.72	11.86	0.6	0.72	136.34	240.18	OK
(P) D + 0.75y Min	4	319.3649	79.841225	-36.9577	0.6	0.72	-11.7108	0.6	0.72	39.28	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	4	454.046	113.5115	18.2259	0.6	0.72	8.3158	0.6	0.72	135.63	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	4	394.2953	98.573825	-28.8802	0.6	0.72	-8.1838	0.6	0.72	67.69	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	4	442.0166	110.50415	1.3708	0.6	0.72	25.9997	0.6	0.72	133.26	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	4	406.3247	101.581175	-12.0251	0.6	0.72	-25.8077	0.6	0.72	70.65	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Max	4	241.021	60.25525	6.9443	0.6	0.72	34.543	0.6	0.72	94.83	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ex Min	4	193.4318	48.35795	-10.917	0.6	0.72	-34.4535	0.6	0.72	10.55	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Max	4	257.0601	64.265025	29.4177	0.6	0.72	11.0445	0.6	0.72	97.98	240.18	OK
(P) D.6D + 0.7Ey Min	4	177.3926	44.34815	-33.3904	0.6	0.72	-10.9549	0.6	0.72	7.39	240.18	OK

### b. Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Untuk tiang pancang tipe 1, berikut merupakan perhitungannya

$$\eta = \left(1 - \frac{36(600)(2+2-2)}{(75(600)^2-7)(2+2-1)}\right) + \frac{0.3}{2+2} = 0.789$$

Qijin tanah harus dikalikan dengan koefisien efisiensi untuk dikontrol terhadap kekuatan kelompok.

$$Q_{ijin(group)} = n \times Q_{ijin(tunggal)} \times \eta$$

Berikut hasil yang disajikan dalam tabel

Tabel 4 22 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 1

Kombinasi beban	P.allow tan	n (buah)	Q1 group (t)	Pmax group (t)	Q1 group > P.allow
(P) D+L	240.18	4	758.8286365	637.8666	OK
(P) D	240.18	4	758.8286365	490.6595333	OK
(P) D + 0.75L	240.18	4	758.8286365	601.0647	OK
(P) D + 0.7Ex Max	240.18	4	758.8286365	694.3631667	OK
(P) D + 0.7Ex Min	240.18	4	758.8286365	318.5224333	OK
(P) D + 0.7Ey Max	240.18	4	758.8286365	691.3086	OK
(P) D + 0.7Ey Min	240.18	4	758.8286365	297.2944333	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	240.18	4	758.8286365	736.4204667	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	240.18	4	758.8286365	465.7090333	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	240.18	4	758.8286365	721.5609	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	240.18	4	758.8286365	480.5686	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Max	240.18	4	758.8286365	526.4912	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Min	240.18	4	758.8286365	133.7339	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Max	240.18	4	758.8286365	523.6405	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Min	240.18	4	758.8286365	113.9218	OK

Maka, untuk tiang pancang tipe 1 dapat digunakan tiang pancang dengan diameter 600mm kedalaman 12 m dari tanah dasar.

#### 4.5.4.3 Perhitungan pondasi tiang pancang tipe 2

Berikut merupakan hasil reaksi dari pembebanan pada permodelan ETABS. Pada perhitungan diberikan contoh perhitungan untuk 3 joint.

Tabel 4 23 Reaksi pada joint nomor 1

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	1	(P) D + L	0.9446	-10.7744	465.1297	0.347	1.014	0.9353
Basement	1	(P) D	0.556	-7.3983	382.4372	0.0208	0.5905	0.6686
Basement	1	(P) D + 0.75L	0.8474	-9.9303	444.4565	0.2654	0.9081	0.8686
Basement	1	(P) D + 0.75Ex Max	9.6815	1.9374	506.6162	15.617	57.0699	2.2927
Basement	1	(P) D + 0.75Ex Min	-8.5695	-16.7339	258.2582	-15.5754	-55.8889	-0.9555
Basement	1	(P) D + 0.75Ey Max	3.4585	25.1415	661.5922	54.8901	18.5379	6.1348
Basement	1	(P) D + 0.75Ey Min	-2.3464	-39.938	103.2822	-54.8486	-17.3569	-4.7976
Basement	1	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	2.8791	12.8475	639.865	38.674	13.4713	4.695
Basement	1	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-1.1843	-32.7082	249.0481	-38.1431	-11.655	-2.9578
Basement	1	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	7.2353	-3.3954	531.3819	11.1828	40.4437	2.0055
Basement	1	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-5.5404	-16.4653	357.5312	-10.6519	-38.6274	-0.2683
Basement	1	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	8.8507	4.2743	345.3627	14.569	53.0684	1.917
Basement	1	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-8.1835	-13.1522	113.5619	-14.544	-52.3598	-1.1147
Basement	1	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	3.0426	25.9315	490.0069	51.2239	17.1052	5.503
Basement	1	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-2.3753	-34.8094	-31.0823	-51.1989	-16.3966	-4.7007

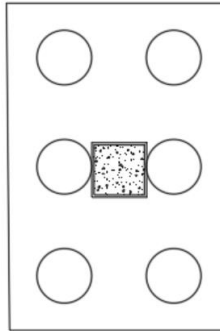
Tabel 4 24 Reaksi pada joint nomor 13

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Basement	13	(P) D + L	-1.078	-9.577	452.7816	-1.1145	-1.7678	0.9352
Basement	13	(P) D	-0.6427	-6.5973	374.7014	-0.9931	-1.0581	0.6686
Basement	13	(P) D + 0.75L	-0.9692	-8.8321	433.2615	-1.0842	-1.5903	0.8685
Basement	13	(P) D + 0.75Ex Max	8.4807	3.5035	496.2444	16.1495	55.4183	2.2926
Basement	13	(P) D + 0.75Ex Min	-9.766	-16.6982	253.1584	-18.1357	-57.5345	-0.9555
Basement	13	(P) D + 0.75Ey Max	2.2749	28.6111	652.503	59.32	16.9063	6.1348
Basement	13	(P) D + 0.75Ey Min	-3.5603	-41.8058	96.8998	-61.3061	-19.0225	-4.7977
Basement	13	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	1.0731	15.8138	627.7226	41.135	10.9847	4.6949
Basement	13	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-3.0115	-33.478	238.8004	-43.3033	-14.1654	-2.9578
Basement	13	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	5.4172	-1.7615	518.3416	10.9156	37.9431	2.0054
Basement	13	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-7.3555	-15.9027	348.1814	-13.084	-41.1238	-0.2683
Basement	13	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	8.1295	5.469	338.261	15.4039	52.0764	1.9169
Basement	13	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-8.9007	-13.3858	111.3807	-16.5956	-53.3461	-1.1147
Basement	13	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	2.3375	28.9028	484.1023	55.6963	16.1319	5.503
Basement	13	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-3.1087	-36.8196	-34.4607	-56.888	-17.4017	-4.7007

Tabel 4 25 Reaksi pada joint nomor 18

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	18	(P) D + L	-0.9452	10.5013	462.0035	-0.4631	-1.1907	0.9357
Basement	18	(P) D	-0.5558	7.2312	380.6348	-0.0923	-0.6568	0.6688
Basement	18	(P) D + 0.75L	-0.8478	9.6838	441.6614	-0.3704	-1.0572	0.869
Basement	18	(P) D + 0.75Ex Max	8.6063	17.3123	502.3065	17.0507	56.0048	2.2428
Basement	18	(P) D + 0.75Ex Min	-9.718	-2.8499	258.963	-17.2353	-57.3184	-0.9053
Basement	18	(P) D + 0.75Ey Max	2.3778	42.434	658.0191	60.221	17.3778	6.1333
Basement	18	(P) D + 0.75Ey Min	-3.4895	-27.9716	103.2505	-60.4055	-18.6914	-4.7958
Basement	18	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	1.2057	34.3257	635.8304	41.8489	11.567	4.6942
Basement	18	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-2.9014	-14.9582	247.4923	-42.5897	-13.6814	-2.9562
Basement	18	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	5.5657	16.7406	526.8316	11.6297	38.6059	1.9708
Basement	18	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-7.2613	2.627	356.4911	-12.3705	-40.7203	-0.2328
Basement	18	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	8.2178	13.7478	341.9412	15.9448	52.49	1.8704
Basement	18	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-8.8848	-5.0703	114.8206	-16.0555	-53.2782	-1.0679
Basement	18	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	2.4046	37.1947	487.2729	56.237	16.4382	5.5015
Basement	18	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-3.0715	-28.5172	-30.5112	-56.3478	-17.2263	-4.699

Gambar 4. 40 Tiang pancang tipe 2



c. Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

- Perhitungan jarak tiang

$$D = 60 \text{ cm}$$

$$2D \leq S \leq 2.5$$

$$120 \leq S \leq 150$$

$$1D \leq S \leq 2D$$

dengan S = jarak antar tiang  
dipakai S = 120 cm

dengan S = jarak tepi

$$60 \leq S \leq 120$$

dipakai  $S = 60 \text{ cm}$

$P = 570.52 \text{ ton}$  (diambil dari salah satu beban kombinasi pada joint nomor 6,  $D + 0.525E_y + 0.75L \text{ max}$ )

$N = 6 \text{ tiang}$

$M_x = 54.9 \text{ tm}$

$M_y = 18.53 \text{ tm}$

$X_{\text{max}} = 0.6 \text{ m}$

$Y_{\text{max}} = 1.2 \text{ m}$

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\text{max}}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{661.6}{6} \pm \frac{18.53 \times 0.6}{2(0.6^2)} \pm \frac{40.9 \times 0.6}{3(0.6^2)}$$

$$P_{\text{max}} = 143.44 \text{ t}$$

Diperoleh dari tabel perhitungan daya dukung tanah, tanah pada kedalaman 12m dengan beban izin 240.18 ton.

Kontrol perlu dilakukan terhadap beban kombinasi lainnya untuk tiang pancang tunggal.

Tabel 4 26 Kontrol tiang pancang tunggal J1

Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	Pis (t)	Mx (tm)	ymax (m)	$\Sigma x^2$	My (tm)	xmax (m)	$\Sigma y^2$	Pmax (t)	P/jika tanah	Kontrol
[P] D4L	6	465.1297	77.5216167	0.347	1.2	2.88	1.014	0.6	1.08	78.23	240.18	OK
[P] D	6	382.4372	63.7395333	0.0208	1.2	2.88	0.5905	0.6	1.08	64.08	240.18	OK
[P] D + 0.75L	6	444.4565	74.0760833	0.2654	1.2	2.88	0.9081	0.6	1.08	74.69	240.18	OK
[P] D + 0.75x Max	6	506.6162	84.4360333	15.617	1.2	2.88	57.6999	0.6	1.08	122.65	240.18	OK
[P] D + 0.75x Min	6	298.2658	43.0430333	-15.5754	1.2	2.88	-35.8889	0.6	1.08	5.50	240.18	OK
[P] D + 0.75y Max	6	661.5922	110.265367	54.8901	1.2	2.88	18.5379	0.6	1.08	143.44	240.18	OK
[P] D + 0.75y Min	6	103.2822	17.2137	-54.8486	1.2	2.88	-17.3569	0.6	1.08	-15.28	240.18	OK
[P] D + 0.525Ey + 0.75L Max	6	639.865	106.644167	38.674	1.2	2.88	13.4713	0.6	1.08	130.24	240.18	OK
[P] D + 0.525Ey + 0.75L Min	6	249.0485	41.5080167	-38.1431	1.2	2.88	-11.655	0.6	1.08	19.14	240.18	OK
[P] D + 0.525Ex + 0.75L Max	6	531.3819	88.38365	11.1818	1.2	2.88	40.4437	0.6	1.08	115.69	240.18	OK
[P] D + 0.525Ex + 0.75L Min	6	357.5312	59.588333	-10.6519	1.2	2.88	-38.6274	0.6	1.08	33.69	240.18	OK
[P] 0.6D + 0.7Ex Max	6	345.3627	57.56045	14.569	1.2	2.88	53.0684	0.6	1.08	93.11	240.18	OK
[P] 0.6D + 0.7Ex Min	6	113.5619	18.9269833	-14.544	1.2	2.88	-52.3598	0.6	1.08	-16.22	240.18	OK
[P] 0.6D + 0.7Ey Max	6	490.0069	81.6678167	51.2239	1.2	2.88	17.1052	0.6	1.08	112.51	240.18	OK
[P] 0.6D + 0.7Ey Min	6	-31.0823	-5.1803833	-51.1989	1.2	2.88	-16.3966	0.6	1.08	-35.62	240.18	OK

Tabel 4 27Kontrol tiang pancang tunggal J13

Kombinasai beban	n (buah)	P (t)	P/m (t)	Mx (tm)	y.max (m)	Σy <sup>2</sup>	My (tm)	x.max (m)	Σx <sup>2</sup>	Pmax (t)	P/ijin tanah	Kontrol
PI D4	6	452.7816	75.4636	-1.1145	1.2	2.88	-1.7678	0.6	1.08	74.02	240.18	OK
PI D	6	374.7014	62.4502333	-0.9931	1.2	2.88	-1.0583	0.6	1.08	61.45	240.18	OK
PI D + 0.75L	6	433.2615	72.21025	-1.0842	1.2	2.88	-1.5903	0.6	1.08	70.88	240.18	OK
PI D + 0.75x Max	6	496.2444	82.7074	-1.6195	1.2	2.88	-5.4183	0.6	1.08	120.22	240.18	OK
PI D + 0.75x Min	6	253.1584	42.1930667	-18.1357	1.2	2.88	-57.5345	0.6	1.08	2.67	240.18	OK
PI D + 0.75y Max	6	652.503	108.7505	59.32	1.2	2.88	16.9963	0.6	1.08	142.86	240.18	OK
PI D + 0.75y Min	6	36.8999	6.1489967	-61.3861	1.2	2.88	-13.0225	0.6	1.08	-19.96	240.18	OK
PI D + 0.525y + 0.75L Max	6	627.7226	104.620433	-41.135	1.2	2.88	10.9647	0.6	1.08	127.86	240.18	OK
PI D + 0.525y + 0.75L Min	6	238.8004	39.8006667	-43.3033	1.2	2.88	-14.1654	0.6	1.08	13.89	240.18	OK
PI D + 0.525x + 0.75L Max	6	518.3416	86.3902667	10.9156	1.2	2.88	37.9431	0.6	1.08	112.02	240.18	OK
PI D + 0.525x + 0.75L Min	6	348.1814	58.0302333	-13.084	1.2	2.88	-41.1238	0.6	1.08	29.73	240.18	OK
PI D.60 + 0.75x Max	6	338.261	56.3768833	15.4039	1.2	2.88	52.0784	0.6	1.08	91.73	240.18	OK
PI D.60 + 0.75x Min	6	111.3897	18.56349	-16.5956	1.2	2.88	-53.3461	0.6	1.08	-17.99	240.18	OK
PI D.60 + 0.75y Max	6	484.1023	80.6837167	55.6963	1.2	2.88	16.1319	0.6	1.08	112.85	240.18	OK
PI D.60 + 0.75y Min	6	-34.4607	-5.74345	-56.888	1.2	2.88	-17.4017	0.6	1.08	-39.11	240.18	OK

Tabel 4 28 Kontrol tiang pancang tunggal J18

Kombinasai beban	n (buah)	P (t)	P/m (t)	Mx (tm)	y.max (m)	Σy <sup>2</sup>	My (tm)	x.max (m)	Σx <sup>2</sup>	Pmax (t)	P/ijin tanah	Kontrol
PI D4	6	462.0035	77.0005833	-0.4631	1.2	2.88	-1.1907	0.6	1.08	76.15	240.18	OK
PI D	6	380.6348	63.4391333	-0.0923	1.2	2.88	-0.6568	0.6	1.08	63.04	240.18	OK
PI D + 0.75L	6	441.6614	73.6102333	-0.3704	1.2	2.88	-1.0572	0.6	1.08	72.87	240.18	OK
PI D + 0.75x Max	6	502.306	83.7177	-17.0507	1.2	2.88	-56.0948	0.6	1.08	121.94	240.18	OK
PI D + 0.75x Min	6	258.963	43.1605	-17.2353	1.2	2.88	-57.3384	0.6	1.08	4.14	240.18	OK
PI D + 0.75y Max	6	658.0191	109.66985	60.221	1.2	2.88	17.3778	0.6	1.08	144.42	240.18	OK
PI D + 0.75y Min	6	103.2505	17.2081667	-60.4055	1.2	2.88	-18.6914	0.6	1.08	-18.34	240.18	OK
PI D + 0.525y + 0.75L Max	6	635.8304	105.971713	41.8489	1.2	2.88	11.567	0.6	1.08	129.83	240.18	OK
PI D + 0.525y + 0.75L Min	6	247.4923	41.2487167	-42.5897	1.2	2.88	-13.6414	0.6	1.08	15.90	240.18	OK
PI D + 0.525x + 0.75L Max	6	525.8316	87.8022667	11.6297	1.2	2.88	38.6059	0.6	1.08	114.10	240.18	OK
PI D + 0.525x + 0.75L Min	6	356.4911	59.4151833	-12.3705	1.2	2.88	-40.7203	0.6	1.08	31.64	240.18	OK
PI D.60 + 0.75x Max	6	341.9412	56.9902	15.9448	1.2	2.88	52.49	0.6	1.08	92.79	240.18	OK
PI D.60 + 0.75x Min	6	114.8206	19.1367667	-16.0555	1.2	2.88	-53.2782	0.6	1.08	-17.15	240.18	OK
PI D.60 + 0.75y Max	6	487.2729	81.21215	56.237	1.2	2.88	16.4382	0.6	1.08	113.78	240.18	OK
PI D.60 + 0.75y Min	6	-30.5112	-5.0852	-56.3478	1.2	2.88	-17.2263	0.6	1.08	-38.13	240.18	OK

d. Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan cara berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m + n - 2)}{(75S^2 - 7)(m + n - 1)}\right) + \frac{0.3}{m + n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Untuk tiang pancang tipe 1, berikut merupakan perhitungannya

$$\eta = \left( 1 - \frac{36(600)(3 + 2 - 2)}{(75(600)^2 - 7)(3 + 2 - 1)} \right) + \frac{0.3}{3 + 2} = 0.739$$

Qijin tanah harus dikalikan dengan koefisien efisiensi untuk dikontrol terhadap kekuatan kelompok.

$$Q_{ijin(group)} = n \times Q_{ijin(tunggal)} \times \eta$$

Berikut hasil yang disajikan dalam tabel

Tabel 4 29 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 2

Kombinasi beban	P.allow tanah (t)	n (buah)	Ql group (t)	Pmax group (t)	Ql group > P.allow
(P) D+L	240.18	6	1065.26128	474.6629167	OK
(P) D	240.18	6	1065.26128	388.4565167	OK
(P) D + 0.75L	240.18	6	1065.26128	453.11115	OK
(P) D + 0.7Ex Max	240.18	6	1065.26128	738.3628333	OK
(P) D + 0.7Ex Min	240.18	6	1065.26128	38.55068333	OK
(P) D + 0.7Ey Max	240.18	6	1065.26128	866.4976	OK
(P) D + 0.7Ey Min	240.18	6	1065.26128	-88.14035	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	240.18	6	1065.26128	786.7291833	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	240.18	6	1065.26128	119.49345	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	240.18	6	1065.26128	698.0454167	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	240.18	6	1065.26128	208.1772167	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Max	240.18	6	1065.26128	559.6531167	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Min	240.18	6	1065.26128	-93.505	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Max	240.18	6	1065.26128	682.6594	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Min	240.18	6	1065.26128	-211.7498167	OK

Maka, untuk tiang pancang tipe 2 dapat digunakan tiang pancang dengan diameter 600mm kedalaman 12 m dari tanah dasar.

#### 4.5.4.4 Perhitungan pondasi tiang pancang tipe 3

Pada pondasi tipe 3, terdapat 2 kolom yang ditopang oleh pondasi ini. Maka reaksi momen arah x, momen arah y, dan gaya aksial dijumlahkan untuk kontrol terhadap pondasi tiang pancang tipe 3. Berikut merupakan hasil reaksi dari pembebanan pada permodelan ETABS.

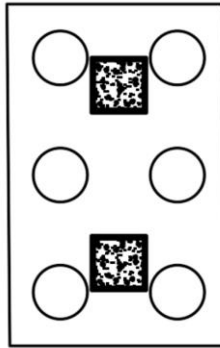
Tabel 4 30Reaksi pada kolom pertama (joint nomor 3)

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	3	(P) D + L	-0.8949	-3.4864	391.7452	5.0288	-1.4205	0.5091
Basement	3	(P) D	-0.5172	-1.9468	321.5684	2.8318	-0.8263	0.3639
Basement	3	(P) D + 0.75L	-0.8005	-3.1015	374.201	4.4796	-1.2719	0.4728
Basement	3	(P) D + 0.75Ex Max	5.8093	0.1226	338.3539	12.751	33.0898	1.2314
Basement	3	(P) D + 0.75Ex Min	-6.8436	-4.0163	304.7828	-7.0873	-34.7424	-0.5036
Basement	3	(P) D + 0.75Ey Max	1.4939	5.3214	365.2948	37.7322	9.9489	3.338
Basement	3	(P) D + 0.75Ey Min	-2.5283	-9.2151	277.8419	-32.0686	-11.6015	-2.6102
Basement	3	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	0.6073	1.9863	404.8095	28.9099	6.2707	2.5546
Basement	3	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-2.2082	-8.1893	343.5924	-19.9507	-8.8146	-1.6091
Basement	3	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	3.628	-1.6529	385.9509	11.423	22.4693	1.08
Basement	3	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-5.229	-4.5501	362.4511	-2.4638	-25.0132	-0.1345
Basement	3	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	5.5944	0.7634	208.6075	10.9569	31.1592	1.028
Basement	3	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-6.215	-3.0996	177.2745	-7.5588	-32.1508	-0.5914
Basement	3	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	1.5667	5.6156	233.7524	34.2728	9.5611	2.9942
Basement	3	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-2.1873	-7.9518	152.1297	-30.8746	-10.5526	-2.5575

Tabel 4 31 Reaksi pada kolom kedua (joint label 4)

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Basement	4	(P) D + L	0.0527	-0.3469	322.6167	0.6155	-0.1158	0.5091
Basement	4	(P) D	0.0714	-0.2403	272.6961	0.4328	-0.0185	0.3639
Basement	4	(P) D + 0.75L	0.0573	-0.3202	310.1365	0.5698	-0.0915	0.4728
Basement	4	(P) D + 0.75Ex Max	6.7597	1.586	350.8361	10.0014	34.3975	1.2314
Basement	4	(P) D + 0.75Ex Min	-6.6169	-2.0666	194.556	-9.1359	-34.4345	-0.5036
Basement	4	(P) D + 0.75Ey Max	2.2024	6.1478	384.3579	34.0943	10.9389	3.338
Basement	4	(P) D + 0.75Ey Min	-2.0597	-6.6284	161.0342	-33.2287	-10.9759	-2.6102
Basement	4	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	1.5491	4.1514	388.2998	24.1329	7.5787	2.5546
Basement	4	(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	-1.4344	-4.7919	231.9732	-22.9932	-7.7617	-1.6091
Basement	4	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	4.7392	0.9582	364.8346	7.2679	23.9997	1.08
Basement	4	(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	-4.6245	-1.5986	255.4385	-6.1282	-24.1827	-0.1345
Basement	4	(P) 0.6D + 0.7Ex Max	6.2853	1.5604	236.5484	9.1904	32.1105	1.028
Basement	4	(P) 0.6D + 0.7Ex Min	-6.1996	-1.8487	90.6869	-8.6711	-32.1327	-0.5914
Basement	4	(P) 0.6D + 0.7Ey Max	2.0318	5.8181	267.8354	31.677	10.2158	2.9942
Basement	4	(P) 0.6D + 0.7Ey Min	-1.9462	-6.1064	59.3999	-31.1577	-10.238	-2.5575





Gambar 4. 41 Rencana tiang pancang tipe 3

- a. Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} (1 tiang)$$

- Perhitungan jarak tiang

$$D = 60 \text{ cm}$$

$$2D \leq S \leq 2.5$$

$$120 \leq S \leq 150$$

$$1D \leq S \leq 2D$$

$$60 \leq S \leq 120$$

dengan  $S$  = jarak antar tiang

dipakai  $S = 130 \text{ cm}$

dengan  $S$  = jarak tepi

dipakai  $S = 60 \text{ cm}$

$P = 749.6527 \text{ ton}$  (diambil dari salah satu beban kombinasi yang telah dijumlahkan pada satu poer, Joint nomor 3 dan 4 dengan kombinasi  $D + 0.7E_y \text{ max}$ )

$N = 6$  tiang

$M_x = 71.8265 \text{ tm}$

$M_y = 20.8878 \text{ tm}$

$X_{max} = 0.65 \text{ m}$

$Y_{max} = 1.3 \text{ m}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{750}{6} \pm \frac{20.88 \times 0.65}{3(0.65^2)} \pm \frac{71.82 \times 1.3}{2(1.3^2)}$$

$$P_{max} = 163.28 \text{ t}$$

Diperoleh dari tabel perhitungan daya dukung tanah, tanah pada kedalaman 12m dengan beban izin 240.18 ton.

Kontrol terhadap beban kombinasi lainnya untuk tiang pancang tunggal

Tabel 4 32 Kontrol tiang pancang tunggal tipe 3 pada joint 3 dan 4 dikombinasikan

Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	P/n (t)	Mx (tm)	y.max (m)	$\Sigma y^2$	My (tm)	x.max (m)	$\Sigma x^2$	Pmax (t)	P.ijin tanah	Kontrol
(P) D+L	6	714.3619	119.060317	5.6443	1.3	3.38	-1.5363	0.65	1.2675	120.44	240.18	OK
(P) D	6	594.2645	99.0440833	3.2646	1.3	3.38	-0.8448	0.65	1.2675	99.87	240.18	OK
(P) D + 0.75L	6	684.3375	114.05625	5.0494	1.3	3.38	-1.3634	0.65	1.2675	115.30	240.18	OK
(P) D + 0.75x Max	6	689.19	114.865	22.7524	1.3	3.38	67.4873	0.65	1.2675	158.22	240.18	OK
(P) D + 0.75x Min	6	489.3388	81.55646667	-16.2232	1.3	3.38	-69.7769	0.65	1.2675	41.51	240.18	OK
(P) D + 0.75y Max	6	789.6527	131.6087833	71.8265	1.3	3.38	30.8878	0.65	1.2675	163.38	240.18	OK
(P) D + 0.75y Min	6	438.8761	73.14601667	-65.2973	1.3	3.38	-22.5774	0.65	1.2675	36.45	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	6	793.1093	132.1848833	53.0428	1.3	3.38	-13.8494	0.65	1.2675	159.69	240.18	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	6	575.5656	95.9276	-42.9439	1.3	3.38	-16.5763	0.65	1.2675	70.91	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	6	750.7855	125.130917	18.6909	1.3	3.38	46.4669	0.65	1.2675	156.15	240.18	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	6	617.8896	102.9816	-8.592	1.3	3.38	-49.1959	0.65	1.2675	74.45	240.18	OK
(P) 0.6D + 0.75x Max	6	445.1559	74.19265	20.1473	1.3	3.38	63.2697	0.65	1.2675	114.39	240.18	OK
(P) 0.6D + 0.75x Min	6	267.9614	44.6602333	-16.2299	1.3	3.38	-64.2835	0.65	1.2675	5.45	240.18	OK
(P) 0.6D + 0.75y Max	6	501.5878	83.5979667	65.9498	1.3	3.38	19.7769	0.65	1.2675	119.11	240.18	OK
(P) 0.6D + 0.75y Min	6	211.5296	35.2549333	-62.0323	1.3	3.38	-20.7906	0.65	1.2675	0.73	240.18	OK

### b. Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left( 1 - \frac{36S(m + n - 2)}{(75S^2 - 7)(m + n - 1)} \right) + \frac{0.3}{m + n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Untuk tiang pancang tipe 1, berikut merupakan perhitungannya

$$\eta = \left(1 - \frac{36(600)(3 + 2 - 2)}{(75(600)^2 - 7)(3 + 2 - 1)}\right) + \frac{0.3}{3 + 2} = 0.766$$

Qijin tanah harus dikalikan dengan koefisien efisiensi untuk dikontrol terhadap kekuatan kelompok.

$$Q_{ijin(grup)} = n \times Q_{ijin(tunggal)} \times \eta$$

Berikut hasil yang disajikan dalam tabel

Tabel 4 33 Kontrol tiang pancang group pada tiang pancang tipe 3

Kombinasi beban	P.allow tanah	n (buah)	QI group (t)	Pmax group (t)	QI group > P.allow
(P) D+L	240.18	6	1105.15258	722.66	OK
(P) D	240.18	6	1105.15258	599.20	OK
(P) D + 0.75L	240.18	6	1105.15258	691.79	OK
(P) D + 0.7Ex Max	240.18	6	1105.15258	949.35	OK
(P) D + 0.7Ex Min	240.18	6	1105.15258	249.05	OK
(P) D + 0.7Ey Max	240.18	6	1105.15258	979.68	OK
(P) D + 0.7Ey Min	240.18	6	1105.15258	218.72	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Max	240.18	6	1105.15258	958.13	OK
(P) D + 0.525Ey + 0.75L Min	240.18	6	1105.15258	425.46	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Max	240.18	6	1105.15258	936.90	OK
(P) D + 0.525Ex + 0.75L Min	240.18	6	1105.15258	446.69	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Max	240.18	6	1105.15258	686.33	OK
(P) 0.6D + 0.7Ex Min	240.18	6	1105.15258	32.71	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Max	240.18	6	1105.15258	714.63	OK
(P) 0.6D + 0.7Ey Min	240.18	6	1105.15258	4.41	OK

Maka, untuk tiang pancang tipe 3 dapat digunakan tiang pancang dengan diameter 600mm kedalaman 12m dari tanah dasar.

#### 4.5.4.5 Kontrol kekuatan tiang

##### - Pondasi tipe 1

###### a. Kontrol terhadap gaya aksial

Tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 243 ton.

$$P_{\max} = 215.32 \text{ t} < P_{\text{ijin}} = 243 \text{ t (OK!)}$$

###### b. Kontrol terhadap gaya momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi ( $D_{\min}$ ) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H_{\max} \times (f + \text{kedalaman pilecap})$$

$$= 17.6 \text{ t} (180 + 140)$$

$$= 14.07 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 22 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 22 \text{ tm} > M = 14.07 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

##### - Pondasi tipe 2

###### a. Kontrol terhadap gaya aksial

Tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 243 ton.

$$P_{\max} = 215.32 \text{ t} < P_{\text{ijin}} = 243 \text{ t (OK!)}$$

###### b. Kontrol terhadap gaya momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi ( $D_{\min}$ ) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H_{\max} \times (f + \text{kedalaman pilecap})$$

$$= 17.6 \text{ t} (180 + 140)$$

$$= 14.07 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 22 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 22 \text{ tm} > M = 14.07 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

Tabel 4 34 Rekapitulasi perencanaan pondasi

Tipe	Konfigurasi m x n	B (m)	L(m)
1	2 x 2	2.4	2.4
2	2 x 3	2.4	3.6
3	2 x 3	2.5	3.8
4	4 x 4	5.7	5.7
5	2 x 6	4.2	7.2

## 4.5.5 Perencanaan Desain Poer

### 4.5.5.1 Pondasi tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Tabel 4 35 Reaksi pada perhitungan pondasi tipe 1

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Basement	57	(Poer) 1.2D + 1L + Ex Max	17.5967	3.3363	693.0188	13.9709	56.7918
Basement	57	(Poer) 0.9D + Ex Max	13.3974	3.3339	468.5957	14.0524	50.9444
Basement	57	(Poer) 1.2D + 1L + Ey Max	10.7316	11.8145	613.1211	49.5494	25.1495
Basement	57	(Poer) 1.2D + 1.6L	9.3671	-0.0193	639.5492	-0.1753	13.0349
Basement	57	(Poer) 0.9D + Ey Max	6.5323	11.812	388.6981	49.6309	19.302
Basement	57	(Poer) 1.2D + 0.5L	5.9616	-0.0326	521.2336	-0.1063	8.2888
Basement	57	(Poer) 1.4D	5.1492	-0.045	545.3627	-0.0874	7.1535
Basement	57	(Poer) 1.2D + 1L + Ey Min	4.2874	-11.8675	536.9056	-49.8247	-4.2572
Basement	57	(Poer) 0.9D	3.3102	-0.029	350.5903	-0.0562	4.5987
Basement	57	(Poer) 0.9D + Ey Min	0.0881	-11.87	312.4826	-49.7432	-10.1047
Basement	57	(Poer) 1.2D + 1L + Ex Min	-2.5776	-3.3893	457.008	-14.2462	-35.8996
Basement	57	(Poer) 0.9D + Ex Min	-6.777	-3.3918	232.5849	-14.1647	-41.747

Tabel 4 36 Rekapitulasi beban maksimum tipe 1

Kombinasi beban	n (buah)	P (t)	P/n (t)	Mx (tm)	y.max (m)	$\Sigma x^2$	My (tm)	x.max (m)	$\Sigma x^2$	Pmax (t)
(Poer) 1.2D + 1L + Ex Max	4	693.0188	173.2547	13.9709	0.6	0.72	56.7918	0.6	0.72	232.22
(Poer) 1.2D + 1L + Ey Max	4	468.5957	117.148925	14.0524	0.6	0.72	50.9444	0.6	0.72	171.31
(Poer) 1.2D + 1.6L	4	613.1211	153.280275	49.5494	0.6	0.72	25.1495	0.6	0.72	215.53
(Poer) 1.4D	4	639.5492	159.8873	-0.1753	0.6	0.72	13.0349	0.6	0.72	170.60
(Poer) 1.2D + 0.5L	4	388.6981	97.174525	49.6309	0.6	0.72	19.302	0.6	0.72	154.62
(Poer) 0.9D + Ex Max	4	521.2336	130.3084	-0.1063	0.6	0.72	8.2888	0.6	0.72	137.13
(Poer) 1.2D + 1L + Ey Min	4	545.3627	136.340675	-0.0874	0.6	0.72	7.1535	0.6	0.72	142.23
(Poer) 0.9D + Ey Max	4	536.9056	134.2264	-49.8247	0.6	0.72	-4.2572	0.6	0.72	89.16
(Poer) 1.2D + 1L + Ex Min	4	350.5903	87.647575	-0.0562	0.6	0.72	4.5987	0.6	0.72	91.43
(Poer) 0.9D	4	312.4826	78.12065	-49.7432	0.6	0.72	-10.1047	0.6	0.72	28.25
(Poer) 0.9D + Ey Min	4	457.008	114.252	-14.2462	0.6	0.72	-35.8996	0.6	0.72	72.46
(Poer) 0.9D + Ex Min	4	232.5849	58.146225	-14.1647	0.6	0.72	-41.747	0.6	0.72	11.55

Tabel 4 37 Rekapitulasi momen crack tipe 1

Kombinasi beban	n (buah)	FX (t)	FY (t)	Hmax	Hmin	H (t)	f (m)	Mmax (tm)	Mcrack (tm)
(Poer) 1.2D + 1L + Ex Max	4	17.5967	3.3363	17.5967	3.3363	4.399175	1.8	13.197525	22 OK
(Poer) 1.2D + 1L + Ey Max	4	13.3974	3.3339	13.3974	3.3339	3.34935	1.8	10.04805	22 OK
(Poer) 1.2D + 1.6L	4	10.7316	11.8145	11.8145	10.7316	2.953625	1.8	8.860875	22 OK
(Poer) 1.4D	4	9.3671	-0.0193	9.3671	0.0193	2.341775	1.8	7.025325	22 OK
(Poer) 1.2D + 0.5L	4	6.5323	11.812	11.812	6.5323	2.953	1.8	8.859	22 OK
(Poer) 0.9D + Ex Max	4	5.9616	-0.0326	5.9616	0.0326	1.4904	1.8	4.4712	22 OK
(Poer) 1.2D + 1L + Ey Min	4	5.1492	-0.045	5.1492	0.045	1.2873	1.8	3.8619	22 OK
(Poer) 0.9D + Ey Max	4	4.2874	-11.8675	4.2874	11.8675	2.966875	1.8	8.900625	22 OK
(Poer) 1.2D + 1L + Ex Min	4	3.3102	-0.029	3.3102	0.029	0.82755	1.8	2.48265	22 OK
(Poer) 0.9D	4	0.0881	-11.87	0.0881	11.87	2.9675	1.8	8.9025	22 OK
(Poer) 0.9D + Ey Min	4	-2.5776	-3.3893	2.5776	3.3893	0.847325	1.8	2.541975	22 OK
(Poer) 0.9D + Ex Min	4	-6.777	-3.3918	3.3918	6.777	1.69425	1.8	5.08275	22 OK

Data perencanaan poer :

$$P_u = 693.0188 \text{ t}$$

$$P_{\text{max 1 tiang}} = 232.22 \text{ t}$$

$$\text{Jumlah tiang} = 4 \text{ tiang}$$

$$\text{Dimensi poer} = 2.4 \times 2.4 \times 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 40 \text{ MPa} = 3058104 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 410 \text{ MPa} = 41794088 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Diameter tulangan} = 29 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 70 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{beton normal}} = 1$$

$$\alpha S_{\text{kolom interior}} = 40$$

$$\text{tebal efektif, } d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} \times 29 = 1115,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 29 - \frac{1}{2} \times 29 = 1086,5 \text{ mm}$$

- Kontrol geser pons

a. Akibat kolom 1200x1200mm

Poer harus direncanakan mampu untuk menyalurkan beban dari kolom ke pondasi. Perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer akan direncanakan berdasarkan SNI 2846 – 2013 pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan nilai yang terkecil dari persamaan berikut.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

$\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut  
 = 30 untuk kolom tepi  
 = 40 untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek  
 $= \frac{1200}{1200} = 1$

$b_o$  = keliling penampang kritis  
 $= 2 \times (b_{kolom} + d_x) + 2 \times (h_{kolom} + d_y)$   
 $= 2 \times (1200 + 1115,5) + 2 \times (1200 + 1086,5)$   
 $= 9262 \text{ mm}$

$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$   
 $= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 9262 \times 1115,5$   
 $= 33325334,94 \text{ N} = 3398,184404 \text{ t}$

$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$   
 $= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1115,5}{9262} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 9262 \times 1115,5$   
 $= 36975133,65 \text{ N} = 3770,354378 \text{ t}$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 9262 \times 1115,5 \\
 &= 21759483,4\text{N} = 2218,814523 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Vc3 menentukan dengan nilai 2218.81 t

$$\begin{aligned}
 V_n &= 2218,81 \text{ t} \\
 \emptyset V_n &= 0,75 \times 2218,81 \text{ t} = 1664 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_n &> P_u \\
 1448,506 \text{ t} &> 693,0188 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

b. Akibat kolom 2100x1200mm

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 V_{c3} &= 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= \frac{2100}{1200} = 1,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{keliling penampang kritis} \\
 &= 2 \times (b_{\text{kolom}} + d_x) + 2 \times (h_{\text{kolom}} + d_y) \\
 &= 2 \times (2100 + 1115,5) + 2 \times (1200 + 1086,5) \\
 &= 11062 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda\sqrt{f'c} b_o d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,75}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 28429902,14 \text{ N} = 2898,997122 \text{ t}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1115,5}{11062} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 39083180,04 \text{ N} = 3985,311868 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 25988275,25 \text{ N} = 2650,024428 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Vc3 menentukan dengan nilai 2650.024428 t

$$V_n = 2650,024428 \text{ t}$$

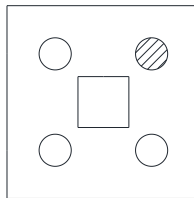
$$\phi V_n = 0,75 \times 2650,024428 \text{ t} = 1987,518321 \text{ t}$$

$$\phi V_n > P_u$$

$$1987,518321 \text{ t} > 613,67 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

### c. Akibat tiang pancang



Gambar 4. 42 Area kritis gser akibat 1 tiang pancang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= \frac{1200}{1200} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
 &= (0,25 \times \pi \times (600 + 1115,5)) \\
 &= 1347,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser pons pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\
 &= 28516841.96 \text{ N} = 2907.86 \text{ t} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1115.5}{1347.35} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\
 &= 35569769.39 \text{ N} = 3627.049385 \text{ t} \\
 V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\
 &= 3165369.457 \text{ N} = 322.7
 \end{aligned}$$

Vc3 menentukan dengan nilai 322.7 t

$$\begin{aligned}
 V_n &= 322.7 \text{ t} \\
 \emptyset V_n &= 0.75 \times 322.7 \text{ t} = 242.08 \text{ t}
 \end{aligned}$$

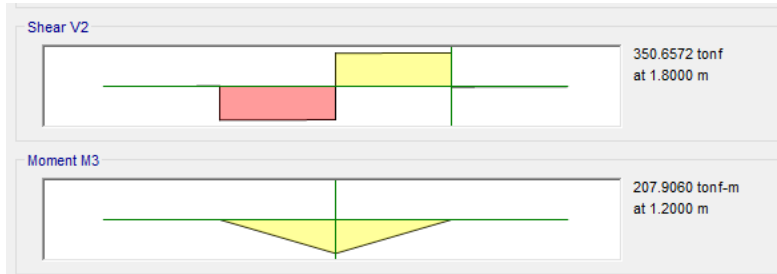
$$\begin{aligned}
 \emptyset V_n &> P_u \\
 242.08 \text{ t} &> 232.22 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

- Penulangan poer

Untuk penulangan lentur, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai

perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.



Gambar 4. 43 Hasil permodelan poer tipe 1 di etabs pada kondisi pertama

Didapatkan gaya dalam dari etabs:

$$M_{\max} = 207.9 \text{ tonm}$$

$$M_{\min} = -1.23 \text{ tonm}$$

○ Penulangan bawah (positif)

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{2119956300 \text{ Nmm}}{0,9 \times 2400 \times 1115,5^2} = 0,788$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,788}{420}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0.0019 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0.0037 \times 1000 \times 1115.5 = 4199.42 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4199.42} = 157.3 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-150 mm

○ Penulangan atas (negatif)

$$R_n = \frac{M u_1}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{12644280}{0.9 \times 1000 \times 1115.5^2} = 0.0047$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0.0037$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.35 \times 0.0047}{420}} \right)$$

$$= 0.0000001 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0.0037 \times 1.000 \times 1115.5 = 4199.4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4199.4} = 157.1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 – 150 mm

Penulangan dipasang pada kedua sumbu, x dan y.  
dikarenakan bentuk pilecap yang simetris.

#### 4.5.5.2 Pondasi tipe 2

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data perencanaan poer :

$P_u$	= 772737,44 kg
$P/n$	= 85859,72 kg
$P_{\max}$ 1 tiang	= 87479,87 kg
Jumlah tiang	= 9 tiang
Dimensi poer	= 4,2 x 4,2 x 1,2
Mutu beton, $f'_c$	= 30 MPa = 3058104 kg/m <sup>2</sup>
Mutu baja, $f_y$	= 410 MPa = 41794088 kg/m <sup>2</sup>
Diameter tulangan	= 29 mm
Selimit beton	= 70 mm
$\lambda$ beton normal	= 1
$\alpha_{\text{kolom eksterior}}$	= 30
tebal efektif,	$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} \times 29 = 1115,5$ mm
	$d_y = 1200 - 70 - 29 - \frac{1}{2} \times 29 = 1086,5$ mm

- Kontrol geser pons

a. Akibat kolom 2100x1200mm

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{2100}{1200} = 1,75$$

$$b_o = \text{keliling penampang kritis} \\ = 2 \times (b_{\text{kolom}} + d_x) + 2 \times (h_{\text{kolom}} + d_y) \\ = 2 \times (2100 + 1115,5) + 2 \times (1200 + 1086,5) \\ = 11062 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,75}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 28429902,14 \text{ N} = 2898,997122 \text{ t} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1115,5}{11062} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 39083180,04 \text{ N} = 3985,311868 \text{ t} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 11062 \times 1115,5 \\
 &= 25988275,25 \text{ N} = 2650,024428 \text{ t} \\
 V_{c3} &\text{ menentukan dengan nilai } 2650,024428 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$V_n = 2650,024428 \text{ t}$$

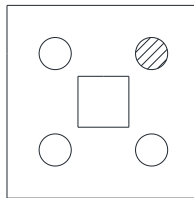
$$\phi V_n = 0,75 \times 2650,024428 \text{ t} = 1987,518321 \text{ t}$$

$$\phi V_n > P_u$$

$$1987,518321 \text{ t} > 901,1827 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

d. Akibat tiang pancang



Gambar 4. 44 Area kritis geser akibat 1 tiang pancang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= \frac{2100}{1200} = 1,75 \\
 b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
 &= (0,25 \times \pi \times (600 + 1115,5))
 \end{aligned}$$

$$= 1347.35 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser pons pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\ &= 28516841.96 \text{ N} = 2907.86 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1115.5}{1347.35} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\ &= 35569769.39 \text{ N} = 3627.049385 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1347.35 \times 1115.5 \\ &= 3165369.457 \text{ N} = 322.7 \end{aligned}$$

Vc3 menentukan dengan nilai 322.7 t

$$V_n = 322.7 \text{ t}$$

$$\emptyset V_n = 0.75 \times 322.7 \text{ t} = 242.08 \text{ t}$$

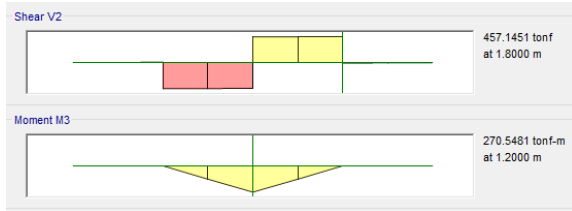
$$\emptyset V_n > P_u$$

$$242.08 \text{ t} > 232.22 \text{ ton}$$

(OK)

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi

- Penulangan Poer



Didapatkan gaya dalam dari etabs:

$$M_{\max} = 270.55 \text{ tonm}$$

$$M_{\min} = -1.87 \text{ tonm}$$

- Penulangan bawah (positif)

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{2119956300 \text{ Nmm}}{0,9 \times 2400 \times 1115,5^2} = 0.788$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0.0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0.0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12.35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,788}{420}} \right) \\ &= 0.0019 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0.0037 \times 1000 \times 1115.5 = 4199.42 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4199,42} = 157.3 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-150 mm

- Penulangan atas (negatif)

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{12644280}{0,9 \times 1000 \times 1115,5^2} = 0.0047$$



$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,0047}{420}} \right)$$

$$= 0,0000001 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1115,5 = 4199,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{4199,4} = 157,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 – 150 mm

Penulangan dipasang pada kedua sumbu, x dan y.  
dikarenakan bentuk pilecap yang simetris.

#### 4.5.5.3 Rekap perencanaan

Berikut Merupakan rekapitulasi perencanaan poer

Tipe	Dimensi	Kontrol geser	Penulangan
1	2400 x 2400 x 1200	OK	D29 – 150
2	2400 x 3600 x 1200	OK	
3	2500 x 3800 x 1200	OK	
4	5700 x 5700 x 1200	OK	
5	7200 x 2400 x 1200	OK	

#### 4.5.6 Perencanaan kolom pedestal

Besarnya gaya-gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS 2013 sebagai berikut:

$$M_{ux} = 494.981 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 515.197 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 5224.63 \text{ kN}$$

$$V_u = 12.262 \text{ kN}$$

Data perencanaan kolom pedestal :

$$B = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

##### 4.5.6.1 Tulangan longitudinal kolom pedestal

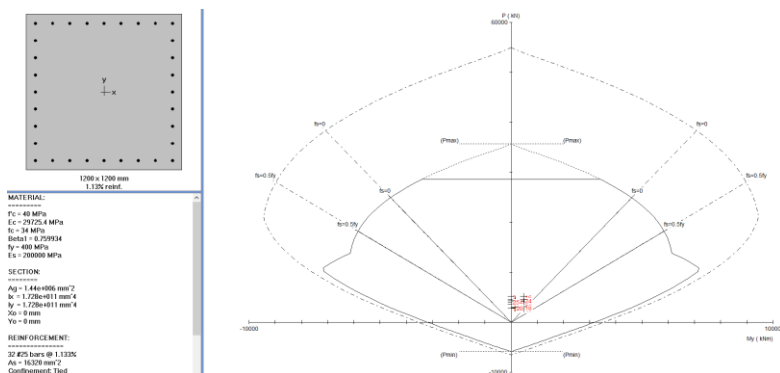
$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = D13$$

$$\text{Tulangan utama} = D25, A_s = 490.873 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif, } d &= h - \text{selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} D_{\text{utama}} \\ &= 1200 - 50 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 \\ &= 1124.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Penulangan kolom pedestal dengan cara memasukkan hasil output ETABS yang telah diperoleh ke dalam program bantu PCACOL. Dari PCACOL diperoleh nilai  $\rho = 1,13\%$



Gambar 7. 1 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col

a. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal

$$0,01 A_g = 0,01 \times 1440000 \text{ mm}^2$$

$$= 14400 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan 32 D25, dengan  $A_{st}$  sebagai berikut :

$$A_{st} = n_{\text{tulangan}} \times A_{st}$$

$$= 32 \times 490.873 \text{ mm}^2$$

$$= 15707.963 \text{ mm}^2$$

$$0,06 A_g = 0,06 \times 1440000 \text{ mm}^2$$

$$= 86400 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$0,01 A_g \leq A_s \leq 0,06 A_g$$

$$14400 \text{ mm}^2 \leq 15707.963 \text{ mm}^2 \leq 86400 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol Kapasitas Beban Aksial

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

Diketahui :

$$P_u = 5224.63 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 157963 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (1440000 - 157963))$$

$$\begin{aligned}
 &+ 400 \times 157963) \\
 &= 32856465.17\text{N} \\
 &= 32856.46517 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$5224 \text{ kN} < 32856.46 \text{ kN}$$

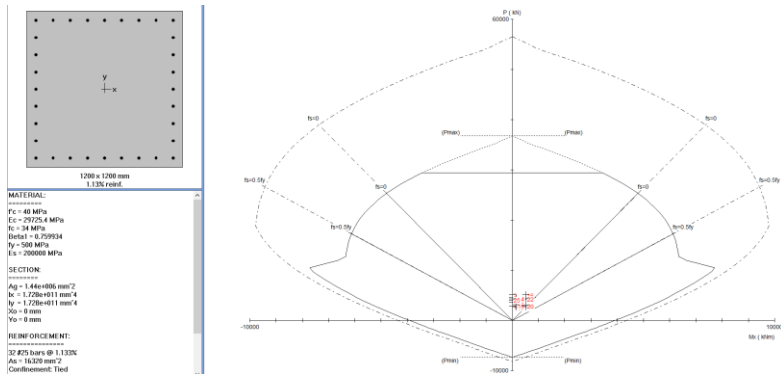
(OK)

### c. Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

$$\begin{aligned}
 F_s &= 1,25 \times f_y \\
 &= 1,25 \times 400 \text{ MPa} \\
 &= 500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_n &= \text{Panjang kolom pedestal} \\
 &= 1200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dengan mengganti nilai  $f_y$  dengan nilai  $f_s$ , dan mengganti nilai  $\phi = 1$ , maka pada program bantu PCACOL diperoleh nilai  $M_{pr} = 6167.07 \text{ kNm}$ .



Gambar 7. 2Hasil Analisis M<sub>pr</sub> Kolom Pedestal dengan Program PCA Col

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 6167.07 \text{ kNm} \\
 &= 6167070 \text{ kNmm}
 \end{aligned}$$

$$V_{ex} = \frac{M_{pr}}{L_n}$$

$$= \frac{6167070 \text{ kNmm}}{1200 \text{ mm}}$$

$$= 5139.22 \text{ kN}$$

Syarat :

$$V_u \leq V_{ex}$$

$$12.26 \text{ kN} < 5139.22 \text{ kN}$$

(OK)

#### 4.5.6.2 Penulangan geser kolom pedestal

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertaruan **SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3** seperti berikut:

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi penampang kolom terkecil =  $\frac{1}{4} \times 1200 = 300 \text{ mm}$
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
3. So menurut persamaan

$$S_o \leq 100 + (350 - h_x)/3$$

dimana :

$$x_1 = x_2 = 348 \text{ mm (tidak boleh melebihi 350mm)}$$

$$h_x = x_i \text{ terbesar} = 348 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - 348}{3} \right) = 100.6 \text{ mm}$$

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu 100 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 mengatur luas tulangan geser yang perlu disediakan untuk memberikan pengekangan yang cukup. Luas tersebut harus diambil yang paling kecil antara :

$$A_{shl} = 0,3 \left( \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

dan

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

Bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A<sub>g</sub> = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

A<sub>ch</sub> = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F<sub>yt</sub> = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot \left( \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right) \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \cdot \left( \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right)$$

b<sub>c</sub> = lebar penampang inti beton (yang terkekang)

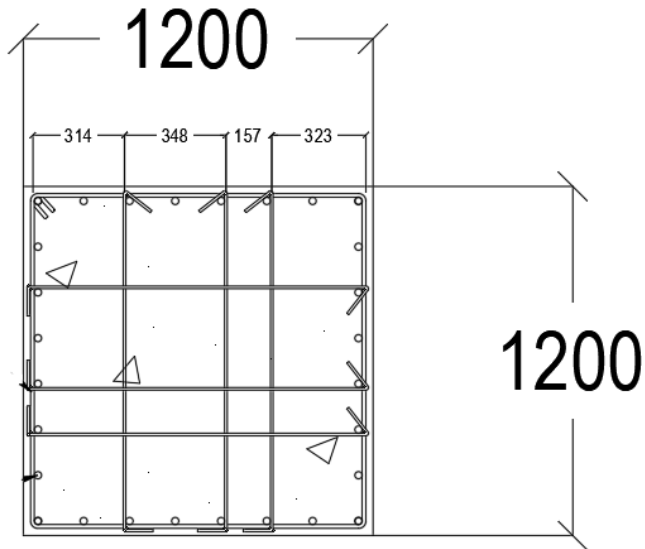
$$\begin{aligned} &= b - 2 \left( t_s + \frac{1}{2} \cdot d_s \right) \\ &= 1200 - 2 \left( 50 + \frac{1}{2} \cdot 16 \right) \\ &= 1084 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (b - 2t_s) \times (h - 2t_s) \\ &= (1200 - 2 \cdot 40) \times (1200 - 2 \cdot 40) \\ &= 1254400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= 0,3 \cdot \left( \frac{100 \times 1084 \times 40}{400} \right) \cdot \left( \frac{1200 \times 1200}{1120 \times 1120} - 1 \right) \\ &= 481,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = 0,09 \cdot \left( \frac{100 \times 1084 \times 40}{400} \right) = 975,6 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan 5D16-100 dengan As.pasang = 5 x 0,25 x π x (16)<sup>2</sup> = 1005,31 mm<sup>2</sup> > 975,6 mm<sup>2</sup>



Gambar 7. 3 Penulangan Kolom Pedestal

Berikut merupakan Rekapitulasi penulangan Kolom Pedestal.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi penulangan Kolom pedestal

dimensi		Tul. Longitudinal	Tul. Transversal
b (mm)	h (mm)		
1200	1200	32 D 25	5D16-100
1200	2100	52 D 25	6D16-100 9D16-100

#### 4.5.7 Perencanaan sloof

Untuk mendukung struktur basement, dilakukan perancangan *tie beam* (sloof) yang menghubungkan antara poer satu dengan yang lainnya. Desain penulangan pada tie beam akan direncanakan menggunakan beton bertulang. Hal tersebut dilaksanakan karena sloof menerima kombinasi beban

aksial dan lentur. Adapun beban – beban yang ditopang oleh sloof meliputi : berat sendiri sloof, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Sehingga data perencanaannya sebagai berikut :

- Dimensi sloof =  $400 \times 600$  mm
- Mutu beton ( $f_c$ ) = 40 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa
- Tulangan utama = D19
- Tulangan sengkang =  $\emptyset 10$
- Selimut beton = 40 mm
- Bentang Tie Beam = 10 m
- Gaya aksial kolom = 873.97 ton
- Pu sloof = 10% x 873.97 ton = 87.97 ton

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara poer harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450.

$$\frac{l}{20} = \frac{10600}{20} = 530mm \leq 600mm$$

Maka, direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

#### 4.5.7.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom. Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

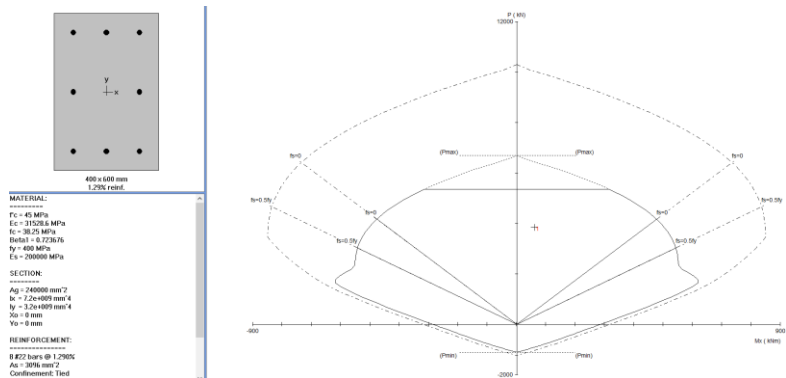


$$Q_d = 0.4 \times 0.6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1.4 \times 576 = 806.4 \text{ kg/m}$$

$$M_{u\text{tumpuan}} = 1/12 \times q_u \times l^2 = 1/12 \times 804 \times 7.8^2 = 6471 \text{ kgm}$$

$$P_{u\text{sloof}} = 87970 \text{ kg}$$



Gambar 4. 45 Analisis sloof menggunakan SPcolumn

Dari analisis, didapatkan:

$$\rho = 0,0129$$

Dipasang tulangan = 8D22 (As pakai = 3096 mm<sup>2</sup>)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut:

2 x selimut beton (50mm)	= 100 mm
2 x sngkang (d=13mm)	= 26 mm
3 x D22	= 66 mm
2 x 25mm	= 50 mm
Total	= 242 mm

Total lebar < lebar balok (300 mm), cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

- Cek penampang terhadap tarik  
Gaya tarik pada sloof hanya di tahan oleh tulangan longitudinal (lentur).

$$P_{u\text{sloof}} = 192900 \text{ kg (tarik)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \pi d^2 \times n_{\text{tulangan}} \\ &= \frac{1}{4} \pi 22^2 \times 8 \\ &= 3041.06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$P_n = A_s F_y$$

$$\begin{aligned} A_s F_y &= 3041.06 \times 420 = 1277245.9 \text{ N} \\ &= 130243 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u < A_s F_y$$

$$87970 < 130243 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.7.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$D = 600 - 50 - 13 - 22/2 = 526 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{52284.4}{14 \times 240000} \right) 1\sqrt{40} \cdot 400 \cdot 526 = 221781 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_d L = \frac{1}{2} \cdot 8,064 \cdot 7,8 = 31.4496 \text{ N}$$

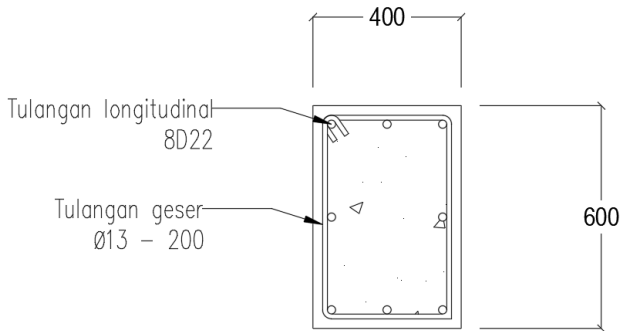
$\Phi \cdot V_c = 221781 > V_u = 31.4496 \text{ N}$  (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847 – 2012 pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini

$d/2$  atau 300 mm

$$526/2 = 263 \approx s = 250 \text{ mm}$$

Maka, dipasang Sengkang  $\text{Ø}13 - 200$  mm (sengkang dua kaki)



Gambar 4. 46 Detail tulangan sloof

#### 4.5.8 Perencanaan tulangan tusuk konde pada tiang pancang

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

$$\text{Diameter kolom} = 600 - 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal decking (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu tulangan (f}_y\text{)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c\text{)} = 52 \text{ Mpa}$$

##### 4.5.8.1 Kontrol dimensi tiang

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$$P_u : 173.25 \text{ ton} = 1723.7 \text{ kN}$$

$$V_u : 4.4 \text{ ton} = 43.8 \text{ kN}$$

Mu : 14.2 ton.m = 141.5 kNm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.  
400mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4  
Rasio b/h = 400/400 = 1 > 0.4

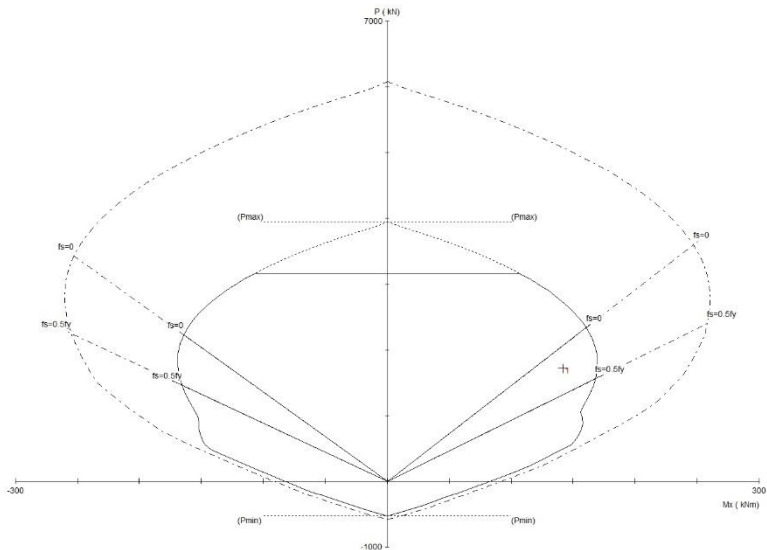
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1723.7 kN

$$1723.7 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1723.7 \text{ kN} \geq 653.45 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

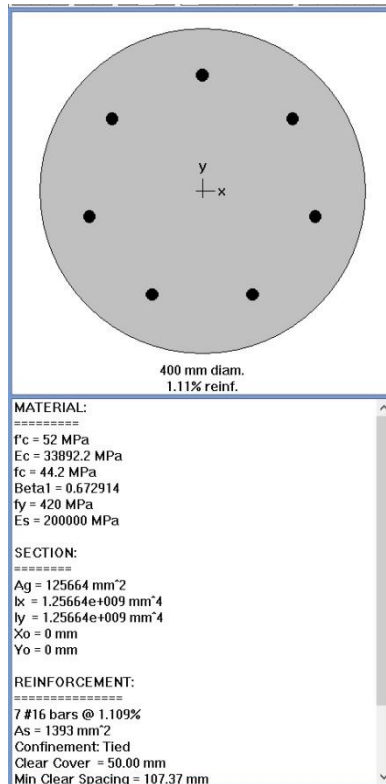
#### 4.5.8.2 Penulangan longitudinal tiang

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu *spColumn*, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 47 Diagram Interaksi Tiang Diameter 400 mm

Dari hasil *spColumn* Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D16**.



Gambar 4. 48 Hasil Penulangan Aplikasi *SpColumn*

$$\phi M_n = 184.91 \text{ kNm} > M_u = 141.5 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.8.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang ( $A_{st}$ ) tidak boleh kurang dari 0.01  $A_g$  atau lebih dari 0.06  $A_g$ .

$$A_{st} = \frac{1}{4} \pi (16^2) \times 7 = 1407 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi (400^2) = 125663 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program *spColumn* diperoleh Tulangan longitudinal: 7D22, dengan rasio tulangan = 2.11 %.

$$0,01A_g < A_s < 0,06 A_g$$

$$1256.63 \text{ mm}^2 < 1407 \text{ mm}^2 < 7439.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.8.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.1: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,85 \phi (0,85 f' c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1723.7 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,7$$

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times (400)^2 = 125663 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 2660 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,85 \times 0,7 (0,85 \times 52 (125663 - 2660) + 420 (2660))$$

$$\phi P_n = 3899589.9 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 3899.59 \text{ kN} > P_u = 1723.7 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.8.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 5 \times d = 5 \times 400 = 2000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 184.91 \text{ kNm} \\ &= 184910 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 184910}{2000} = 184.91 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 184.91 \text{ kN} > V_u = 43.8 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.8.6 Perhitungan tulangan geser

Diketahui tinggi bersih dari kolom,  $L_n = 2000$  mm dan tulangan sengkang menggunakan diameter 19 mm.

Syarat sengkang spiral  $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$ .

$$D_c = 400 - 2 \times 50 - 13 = 284 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 284^2 = 62015 \text{ mm}^2$$

$\rho$  harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0.12 \times \left( \frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \\ &= 0.12 \times \left( \frac{52}{420} \right) \\ &= 0.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0.45 \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0.45 \times \left( \frac{125663}{62015} - 1 \right) \times \frac{52}{420} \\ &= 0.057 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_s \times A_g \\ &= 0.057 \times 125663 \\ &= 7185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{\pi/4 \times 16^2 \times 1000}{7185.4} \\ &= 27.98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D16 – 25 mm.



## **BAB V PENUTUP**

### **5.1 Kesimpulan**

Setelah dilakukan perhitungan perencanaan di atas, maka sudah didapatkan pula hasil – hasil modifikasi perencanaan struktur gedung City57 (57Promenade) menjadi struktur baja komposit dengan bresing eksentris. Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
  - a. Pelat lantai apartemen menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan tebal pelat 90 mm dengan tulangan M7-125 pada semua bentang pelat kecuali pada bentang 9 meter pada denah digunakan tebal pelat 110 mm dengan tulangan M7-100
  - b. Dimensi balok anak atap dan balok anak lantai apartemen menggunakan profil WF 350.250.9.14 untuk seluruh lantai, baik lantai 1, lantai 2-21, maupun lantai atap.
  - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 400.300.10.26.
2. Analisis struktur menggunakan program bantu ETABS 2013 telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, kontrol simpangan (*drift*) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Jakarta telah memenuhi syarat.
3. Hasil perhitungan struktur primer:
  - a. Link menggunakan panjang 132.5 cm dengan profil WF 500.200.9.14 pada semua lantai dan sumbu
  - b. Bresing menggunakan WF 500.300.11.18 pada semua lantai dan sumbu
  - c. Balok Induk menggunakan WF 600.300.12.20 pada semua lantai dan letak.

- d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi CFT 800.800.32 pada kolom yang terdapat bresing. Untuk kolom lain digunakan kolom CFT 700.700.25
4. Hasil Perhitungan sambungan
    - a. Sambungan link menggunakan dua pelat setebal 20 mm dengan  $b = b_f$  dari WF dan  $h = h$  dari WF yang dilas menggunakan las tumpul dengan ketebalan 20 mm. Kemudian kedua pelat tersebut dibaut dengan menggunakan 10 buah baut 30mm.
    - b. Sambungan bresing menggunakan las tumpul dengan ketebalan 18 mm pada sambungan bresing dengan balok induk dan kolom CFT.
    - c. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan las sudut pada pelat diafragma dalam setebal 21 mm, las sudut pada *channel* di web balok induk setebal 12 mm, las tumpul setebal 20 mm untuk menyambung balok induk dengan diafragma pada *flange* balok dan *channel* pada web balok, dan las tumpul setebal 20 mm untuk menyambung pelat diafragma luar. Selain itu juga untuk mempermudah pelaksanaan direncanakan sambungan baut dengan menggunakan dua buah pelat setebal 12 mm yang dibaut dengan 4 buah baut M16.
    - d. Sambungan antar kolom menggunakan las tumpul setebal 25 mm.
    - e. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran  $1100 \times 1100$  mm dengan ketebalan 50 mm dan menggunakan baut angkur A325 M24.
  5. Hasil Perhitungan struktur bawah
    - a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis beton. Penulangan menggunakan D13-150.
    - b. Dimensi pelat menggunakan penulangan D13-150

- c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -12.00 m.
- d. Tulangan tusuk konde pada tiang pancang menggunakan 7D16 dengan sengkang spiral D13
- e. Penulangan poer menggunakan D29-15 untuk kedua sisi
- f. Dimensi sloof sebesar 40/60 cm menggunakan tulangan 8D22 mm dan sengkang  $\text{Ø}13 - 200$

## 5.2 **Saran**

Saran untuk tugas akhir ini adalah:

1. Diharapkan perencanaan bangunan gedung dengan sistem rangka bresing eksentris (SRBE) dapat menjadi rujukan dan inovasi pada perancangan gedung di Indonesia.
2. Untuk perhitungan yang akurat mengenai efektifitas penerapan struktur baja komposit pada gedung dibandingkan dengan struktur beton, diperlukan perhitungan waktu dan biaya yang membandingkan keduanya.
3. Dalam pelaksanaan di lapangan, terutama pemasangan stud harus diberikan pengawasan yang baik dan benar. Terutama jumlah dan jarak stud agar balok induk dapat bekerja sebagai balok komposit penuh yang baik.

Halaman ini sengaja di kosongkan

**DAFTAR PUSTAKA**

- [1] Popov, E. P., & Engelhardt, M. D. (1988). **Seismic Eccentrically Braced Frames**. Journal of Constructional Steel Research, 10, 321-354
- [2] Hague, Dalton H. (2013). **Eccentrically Braced Steel Frames As a Seismic Force Resisting System**. Kansas State University.
- [3] Cem Topkaya, Sina K. A. (2017). **A Review of Research on steel eccentrically Braced Frames**. Journal of Constructional Steel Research, 128, 53-73
- [4] Gibson, Ronald F. (2010). **A Review of Recent Research on Mechanics of Multifunctional Composite Materials and Structures**. Composite Structures, 92, 2793-2810
- [5] Shanmugam, N. E., & Lakshmi, B. (2001). **State of the Art Report on Steel-Concrete Composite Columns**. Journal of Constructional Steel Research, 57, 1041-1080
- [6] Nie, Jianguo. (2003). **Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects**. ASCE.
- [7] Datta, D. (2016). **Steel-Concrete Composite Construction – New Trend in India**. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)
- [8] Koboovic, S, Rozon, J, Tremblay, R. **Seismic Performance of Low-to-Moderate Height Eccentrically Braced Steel Frames Designed for North American Seismic Conditions**. University of Texas, ASCE.
- [9] Koboovic, S., Olivia David, S. (2010). **Design and Seismic Behaviour of Taller Eccentrically Braced Frames**. Can. J. Civ. Eng. 37: 195-208. National Research Council, Research Press.
- [10] Koboovic, S., Redwood, R. (1997). **Design and Seismic Response of Shear Critical Eccentrically Braced Frames**. Can. J. Civ. Eng. 24: 761–771. National Research Council, Canada.

- [11] Matsui C, Tsuda K, Ishibashi Y. (1995) **Slender concrete filled steel tubular columns under combined compression and bending**. In: PSSC'95 4th Pacific Structural Steel Conference, vol. 3, Steel–Concrete Composite Structures, 1995:29–36.
- [12] Han LH, Lin W, Bjornhovde R. (2014) **Developments and Advanced Applications of Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) Structures : Members**. Journal of Constructional Steel Research, 100, 211-228. Department of Civil Engineering, Tsinghua University.
- [13] SNI 1726 – 201X : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
- [14] SNI 1729 – 2013 : Spesifikasi untuk bangunan gedung baja structural
- [15] Isdarmanu dan Marwan. (2006). **Buku Ajar Struktur Baja I**. Jurusan Teknik Sipil ITS, Surabaya
- [16] Kazuo Nakazawa. (1984). **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Diterjemahkan oleh Suyono Sostrodarsono. Jakarta: Pradya Paramita

**LAMPIRAN**

**Super Floor Deck®** adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm<sup>2</sup>), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.

Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m<sup>2</sup>.

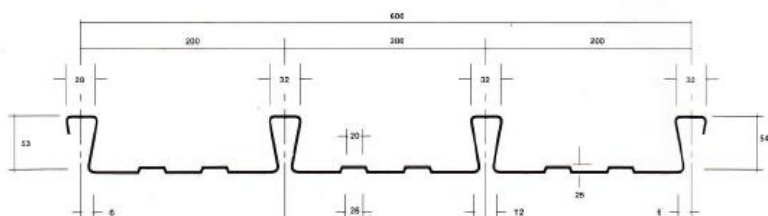
**Super Floor Deck®** dapat dipesan sesuai panjang yang dibutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

#### KEUNGGULAN-KEUNGGULAN **Super Floor Deck®**

- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberikan platform kerja yang lebih aman.

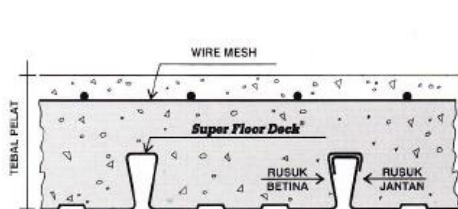
#### SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran **Super Floor Deck®**

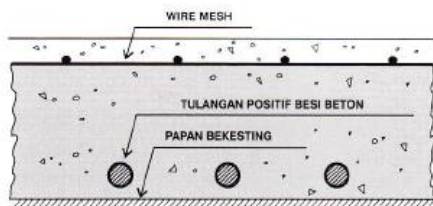


Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M<sup>2</sup> untuk ketebalan 0,75 mm

Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M<sup>2</sup>



### SUPER KOMPOSIT PELAT BETON



### KONVESIONAL PELAT BETON

PERBANDINGAN	Jenis Bekisting	Bentang m	Beban kg/m <sup>2</sup>	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	<b>Super Floor Deck®</b>	4.5	400	11	Tidak Perlu





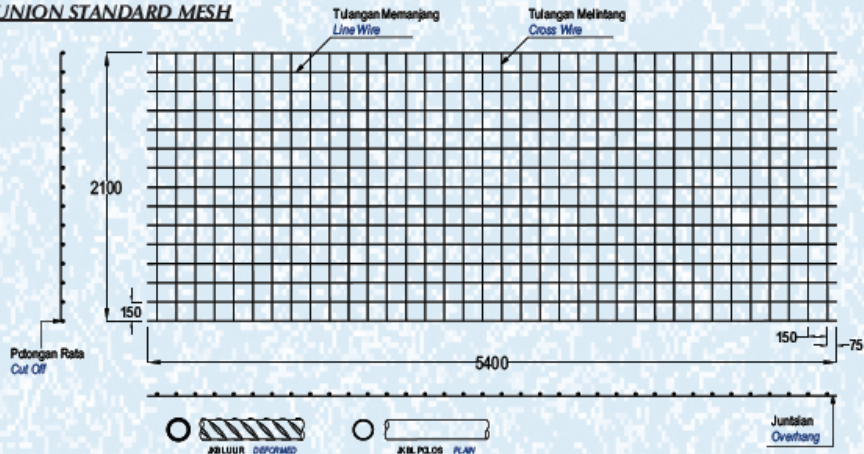
# INFORMASI PRODUK

## PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm<sup>2</sup> yang dirangka sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2.500 kg/cm<sup>2</sup> di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm<sup>2</sup> and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm<sup>2</sup> in each welded point.

### UNION STANDARD MESH



#### BERAT PER LEMBAR

	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

#### MASS PER SHEET

## Spesifikasi

Diameter JKBL Union	: 4 mm sampai 16 mm
Standar Bahan	: SNI 07-0663-1995
Tegangan Leleh Karakteristik	: 5.000 kg/cm <sup>2</sup> , mutu U-50
Tegangan Geser Kampuh Las	: 2.500 kg/cm <sup>2</sup>
Bentuk Permukaan Kawat	: Polos dan Ulir
Spasi Standard	: 150 mm x 150 mm (Type M) 100 mm x 200 mm (Type B)
Ukuran Standard	: Lembar : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M10, M12, M16) Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

## Specification

Diameter of Union Mesh	: 4 mm up to 16 mm
Material Standard	: SNI 07-0663-1995
Characteristic Yield Strength	: 5,000 kg/cm <sup>2</sup> , grade U-50
Welding Shear Strength	: 2,500 kg/cm <sup>2</sup>
Types of Bar Surfaces	: Plain and Deformed
Standard Spacings	: 150 mm x 150 mm (M Type) 100 mm x 200 mm (B Type)
Standard Sizes	: Sheet : 5.4 m x 2.1 m (M4 - M10, M12, M16) Roll : 54 m x 2.1 m (M4 - M6)

## Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntalan kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisinya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesainkan yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

## Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones
- For M12 to M16, please consult with us

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

## PERENCANAAN & DESAIN

### PLANNING & DESIGN

### Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24  
Diameter = 10 mm  
Jarak spasi = 150 mm  
Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/m'

### Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24  
Diameter = 10 mm  
Spacing = 150 mm  
Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh  
Diameter 7 mm with 150 mm spacing  
Area 2.57 cm<sup>2</sup>/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

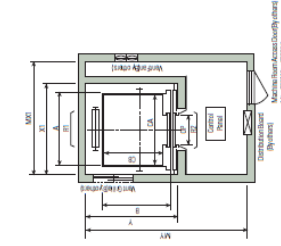
Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm <sup>2</sup> )	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm <sup>2</sup> /m) Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm <sup>2</sup> /m) According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.28	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.76	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.82	15.08	11.31	9.05	7.54	6.48	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	28.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

## Hot Finished square structural hollow sections (SAW steel tubes)

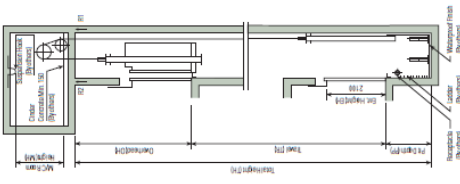
Size		Thickness t (mm)	Corner radius R (mm)	Mass W (kg/m)	Reference				
H (mm)	B (mm)				Sectional area A (cm <sup>2</sup> )	Moment of Inertia I <sub>xx</sub> , I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	Elastic modulus Z <sub>xx</sub> , Z <sub>yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	Radius of gyration i <sub>xx</sub> , i <sub>yy</sub> (cm)	Plastic modulus Z <sub>px</sub> , Z <sub>py</sub> (cm <sup>3</sup> )
650	650	16	32	313	399.2	265,000	8,160	25.8	9,440
		19	38	369	470.3	309,000	9,510	25.5	11,100
		22	44	424	540.2	351,000	10,800	25.5	12,600
		25	50	478	608.9	391,000	12,000	25.3	14,100
		28	56	531	676.5	429,000	13,200	25.2	15,600
		32	64	600	764.7	478,000	14,700	25.0	17,500
		36	72	668	850.8	524,000	16,100	24.8	19,300
		40	80	734	934.8	568,000	17,400	24.6	21,000
700	700	16	32	338	431.2	334,000	9,530	27.8	11,000
		19	38	389	508.3	389,000	11,100	27.7	12,900
		22	44	459	584.2	443,000	12,600	27.5	14,700
		25	50	517	658.9	494,000	14,100	27.4	16,500
		28	56	575	732.5	543,000	15,500	27.2	18,300
		32	64	651	828.7	606,000	17,300	27.0	20,500
		36	72	724	922.8	665,000	19,000	26.9	22,700
		40	80	797	1,015	721,000	20,600	26.7	24,800
750	750	16	32	364	463.2	413,000	11,000	29.9	12,700
		19	38	429	546.3	482,000	12,900	29.7	14,900
		22	44	493	628.2	549,000	14,600	29.6	17,000
		25	50	556	708.9	614,000	16,400	29.4	19,100
		28	56	619	788.5	676,000	18,000	29.3	21,200
		32	64	701	892.7	755,000	20,100	29.1	23,800
		36	72	781	994.8	831,000	22,100	28.9	26,300
		40	80	859	1,095	902,000	24,000	28.7	28,800
800	800	16	32	389	495.2	504,000	12,600	31.9	14,500
		19	38	459	584.3	589,000	14,700	31.8	17,000
		22	44	528	672.2	672,000	16,800	31.6	19,500
		25	50	596	758.9	751,000	18,800	31.5	21,900
		28	56	663	844.5	829,000	20,700	31.3	24,200
		32	64	751	956.7	927,000	23,200	31.1	27,300
		36	72	837	1,067	1,020,000	25,500	30.9	30,200
		40	80	922	1,175	1,110,000	27,800	30.7	33,100

Please contact our staff for other sizes.

## Plan of Hoistway & Machine Room

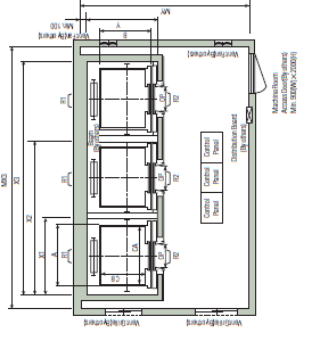
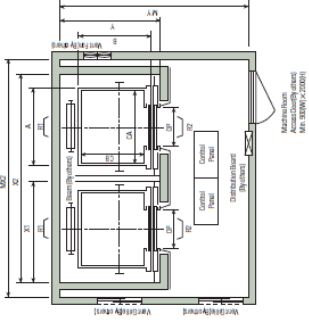


## Section of Hoistway



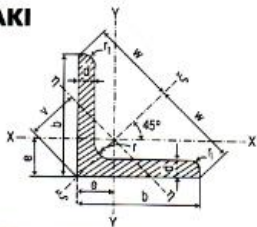
## Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity Persons	Clear Opening OP	Car		Hoistway					M/C Room			M/C Room Reaction (kg)			PH		
			Internal CA	External CB	A	X	Y	MX1	MX2	MX3	MW	MY	R1	R2	R3		R4	
1.0	6	450	800	1420 x 1050	1440 x 1050	800	3700	5600	1420	2000	4000	4000	4000	2400	2400	2000	2500	4200
	8	550	800	1420 x 1050	1440 x 1185	800	3700	5600	1410	2000	4000	4000	4000	2400	2400	2000	2500	4700
	9	600	800	1420 x 1100	1440 x 1235	800	3700	5600	1710	2000	4000	4000	4000	2500	4100	2450	4100	4900
1.5	10	700	800	1420 x 1260	1440 x 1405	800	3700	5600	1620	2000	4000	4000	4000	2400	2700	1660	5200	
	11	750	800	1420 x 1290	1440 x 1455	800	3700	5600	1620	2000	4000	4000	4000	2700	4500	2800	4900	5400
	13	900	900	1420 x 1350	1440 x 1505	800	3700	5600	1920	2000	4400	4600	4600	2700	5100	2750	7500	8100
1.75	15	1000	900	1420 x 1500	1440 x 1655	800	4200	6200	2120	2200	4400	4600	4600	3400	5400	4200	8400	6400
	17	1100	1000	1820 x 1500	1840 x 1670	2250	4800	7200	2180	2400	4900	5200	5200	3900	6400	5100	10600	8500
	20	1250	1100	2020 x 1590	2100 x 1820	2550	5200	7900	2200	2600	5200	5500	5500	4200	7000	6000	11800	9100
2.4	1600	1100	2020 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	7900	2420	2700	5400	5700	5700	4200	8000	6200	12100	9100	
	1800	1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	8200	2280	2600	5600	5900	5900	4200	8500	6800	12100	9100	



# BAJA SIKU-SIKU SAMAKAKI

panjang biasa 3 + 15 m



- F = penampang
- I = momen kelambatan
- W = momen tahanan

$$i = \text{jari-jari kelambatan} = \sqrt{\frac{I}{F}}$$

$$k = \text{kofisien profil} = \frac{F^2}{I} = \frac{F}{i^2}$$

L	ukuran-ukuran dalam mm				F cm <sup>2</sup>	berat kg/m	jarak titikberat-titikberat dalam cm			i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub> cm	W <sub>x</sub> = W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub> cm	k <sub>x</sub> = k <sub>y</sub>
	b	d	r	r <sub>2</sub>			e	w	v				
15-15-3 15-15-4	15	3 4	3,5	2	0,82 1,05	0,64 0,82	0,48 0,51	1,06	0,67 0,73	0,15 0,19	0,15 0,19	0,43 0,42	4,48 5,81
20-20-3 20-20-4	20	3 4	3,5	2	1,12 1,45	0,88 1,14	0,60 0,64	1,41	0,85 0,90	0,39 0,48	0,28 0,35	0,59 0,58	3,23 4,38
25-25-3 25-25-4 25-25-5	25	3 4 5	3,5	2	1,42 1,85 2,26	1,12 1,45 1,77	0,73 0,76 0,80	1,77	1,03 1,08 1,13	0,79 1,01 1,18	0,45 0,58 0,69	0,75 0,74 0,72	2,56 3,38 4,32
30-30-3 30-30-4 30-30-5	30	3 4 5	5	2,5	1,74 2,27 2,76	1,36 1,78 2,18	0,84 0,89 0,92	2,12	1,18 1,24 1,30	1,41 1,81 2,16	0,65 0,86 1,04	0,90 0,89 0,88	2,14 2,85 3,56
35-35-4 35-35-6	35	4 6	5	2,5	2,67 3,87	2,10 3,04	1,00 1,08	2,47	1,41 1,53	2,96 4,14	1,18 1,71	1,05 1,04	2,41 3,51
40-40-4 40-40-5 40-40-6	40	4 5 6	6	3	3,08 3,79 4,48	2,42 2,97 3,52	1,12 1,16 1,20	2,83	1,58 1,64 1,70	4,48 5,43 6,33	1,56 1,91 2,26	1,21 1,20 1,19	2,12 2,64 3,18
45-45-5 45-45-7	45	5 7	7	3,5	4,30 5,86	3,38 4,60	1,28 1,36	3,18	1,81 1,92	7,83 10,4	2,43 3,31	1,35 1,33	2,35 3,29
50-50-5 50-50-6 50-50-7 50-50-9	50	5 6 7 9	7	3,5	4,80 5,69 6,56 8,24	3,77 4,47 5,15 6,74	1,40 1,45 1,49 1,56	3,54	1,98 2,04 2,11 2,21	11,0 12,8 14,6 17,9	3,05 3,61 4,15 5,20	1,51 1,50 1,49 1,47	2,10 2,54 2,94 3,80
55-55-6 55-55-8 55-55-10	55	6 8 10	8	4	6,31 8,23 10,1	4,95 6,46 7,90	1,56 1,64 1,72	3,89	2,21 2,32 2,43	17,3 22,1 26,3	4,40 5,72 6,97	1,66 1,64 1,62	2,30 3,08 3,88
60-60-6 60-60-8 60-60-10	60	6 8 10	8	4	6,91 9,03 11,1	5,42 7,09 8,69	1,69 1,77 1,85	4,24	2,39 2,50 2,62	22,8 29,1 34,9	5,29 6,88 8,41	1,82 1,80 1,78	2,09 2,82 3,55
65-65-7 65-65-9 65-65-11	65	7 9 11	9	4,5	8,70 11,0 13,2	6,83 8,62 10,3	1,85 1,93 2,00	4,60	2,62 2,73 2,83	33,4 41,3 48,8	7,18 9,04 10,8	1,96 1,94 1,91	2,27 2,93 3,56
70-70-7 70-70-9 70-70-11	70	7 9 11	9	4,5	9,40 11,9 14,3	7,38 9,34 11,2	1,97 2,05 2,13	4,95	2,79 2,90 3,01	42,4 52,6 61,8	8,43 10,6 12,7	2,12 2,10 2,08	2,09 2,70 3,32
75-75-7 75-75-8 75-75-10 75-75-12	75	7 8 10 12	10	5	10,1 11,5 14,1 16,7	7,94 9,03 11,1 13,1	2,09 2,13 2,21 2,29	5,30	2,95 3,01 3,12 3,24	52,4 58,9 71,4 82,4	9,67 11,0 13,5 15,8	2,28 2,26 2,25 2,22	1,95 2,24 2,78 3,40

# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-8.

PROJECT : Kebon Melati Residence.  
LOCATION : Kebon Melati, Jakarta

DEPTH : 30.00 m.  
COORDINATE :

GWL : -1.20m.  
Drill Master : L.Sin.

DEPTH (m)	DATE	SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS				$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	Gs	e <sub>s</sub>
		SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^0$	q <sub>u</sub>	0	20			
0-1			Fill material : Concrete, gravels															
1-2		OH	Organic clay, with a trace of sand, very soft to soft consistency	1.50 1.95	0 30	0	0	0		CU (F) (E)	0.17 0.13	17 26		42	100	1.26	2.31	2.74
2-3			Organic wood and clay, dark grey, very soft consistency	3.00 3.45	0 30	0	0	0										
3-4			Clayey silt, brownish gray, very soft consistency	4.50 4.95	0 30	0	0	0										
4-6			Clayey silt, brownish gray, very soft consistency	6.00 6.45	0 30	0	0	1										
6-7		MI	Silty clay, brownish gray, very stiff consistency	7.50 7.95	8 15	10 15	10 15	18		UNC (U) (R) (F) (E)	0.39 0.29 0.19 0.08	0.78 0.58		45	74	1.47	2.60	2.18
7-9			Clayey silt, with a trace of sand, light brown, hard consistency	9.00 9.45	10 15	14 15	14 15	24										
9-11			Clayey silt, with a trace of sand, light brown, hard consistency	10.50 10.95	14 15	14 15	14 15	33										
11-12			Silty sand, with some of clay, fine grained sand, a trace of gravel, very dense	12.00 12.42	27 15	23 12	23 12	50										
12-13			Silty sand, with some of clay, fine grained sand, a trace of gravel, very dense	13.50 13.90	28 15	22 10	22 10	50										
13-15			Clayey silt, with a trace of fine grainec sand, dark brown, hard consistency	15.00 15.45	14 15	14 15	14 15	35										
15-16			Sand, dark grey, fine grained, medium dense	16.50 16.95	7 15	7 15	10 15	17										
16-18			Clayey silt, light brown, hard consistency	18.00 18.45	13 15	13 15	13 15	31										
18-20			Clayey silt, light brown, hard consistency	19.50 19.95	14 15	14 15	14 15	33										

REMARKS: 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND

Open Drive Sample

Mazier Sample

WATER CONTENT, %

PLASTIC LIMIT, %

LIQUID LIMIT, %



**TESTANA  
INDOTEKNIKA**

Soil Investigation and Foundation Engineering

# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-8.

PROJECT : Kebon Melati Residence.  
LOCATION : Kebon Melati, Jakarta

DEPTH : 60.00 m.  
COORDINATE :

GWL : -1.25m.  
Drill Master : Lisin.

DEPTH (m)	DATE	SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS					$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	C <sub>s</sub>	e <sub>s</sub>	
		SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kgf/cm <sup>2</sup>	$\phi^0$	Q <sub>s</sub>								
														0	20	40	60				80
21	30-31 January 2014	[Symbol]	Sand, dark grey, coarse grained, dense	21.00 21.45	5 15		19														
22		[Symbol]	Silty clay, brownish gray, very stiff consistency	22.50 22.95	11 15		13														
23		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, hard consistency	24.00 24.45	9 15		27														
24		[Symbol]	Sand, dark grey, fine grained, medium dense	25.50 25.95	7 15		9														
25		[Symbol]	Silty clay, brownish gray, very stiff consistency	27.00 27.45	3 15		13														
26		[Symbol]	Silty clay, dark brown, very stiff consistency	28.50 28.95	3 15		10														
27		[Symbol]	Clayey silt, light brownish grey, very stiff consistency	30.00 30.45	7 15		9														
28		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, very stiff consistency	31.50 31.95	10 15		14														
29		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, very stiff consistency	33.00 33.45	8 15		10														
30		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, very stiff consistency	34.50 34.95	8 15		11														
31		[Symbol]	Silty clay, with a trace of sand, dark grey, very stiff consistency	36.00 36.45	11 15		13														
32		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, very stiff consistency	37.50 37.95	11 15		14														
33		[Symbol]	Clayey silt, dark grey, very stiff consistency	39.00 39.45	13 15		16														
34																					

REMARKS : 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND

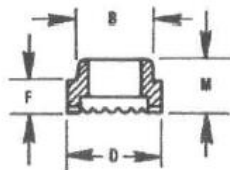
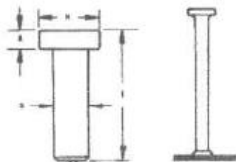
[Symbol] Open Drive Sample  
[Symbol] Mazier Sample

[Symbol] WATER CONTENT, %  
[Symbol] PLASTIC LIMIT, %  
[Symbol] LIQUID LIMIT, %





# SHEAR CONNECTOR STUD



For welding to fillet or heel of angle consult SWA representative for ferrule part number.

1" DIAMETER SHEAR CONNECTORS								
Stud Specifications			Ferrule Specifications					
D	H	A	Type	No.	D	B	F	M
1	1 1/4	1/2	Flat Surface	FF-100	1.625	1.416	.633	.835

Standard Length	Weight (lbs) Per 1000	Part Number	Pieces Per Standard Box
4 1/4	1133	SC1000425	75
5 1/4	1383	SC1000525	60
6 1/4	1600	SC1000625	60
8 1/4	2050	SC1000825	40
9 1/4	2225	SC1000925	40

## Mechanical Property Requirements

	Type A <sup>1</sup>	Type B <sup>2</sup>
Tensile strength	55,000 psi min (380 MPa)	60,000 psi min (415 MPa)
Yield strength (0.2% offset)	—	50,000 psi min (345 MPa)
Elongation % in 2 in.	17% min	20% min
Reduction of area	50% min	50% min

<sup>1</sup> Type A studs shall be general purpose of any type and size used for purposes other than shear transfer in composite beam design and construction.

<sup>2</sup> Type B studs shall be studs that are mottled, bent, or of other configuration in 1/2 in. (12.7 mm), 3/8 in. (10.8 mm), 3/4 in. (19mm), 7/8 in. (22.2 mm) and 1 in. (25.4 mm) diameter that are used as an internal component in composite beam design and construction.

**SHEAR CONNECTOR STUDS** are designed to effectively tie the concrete to the steel beams and to resist shear loadings between the concrete slab and steel beam in composite construction. All orders for studs include required ferrules.

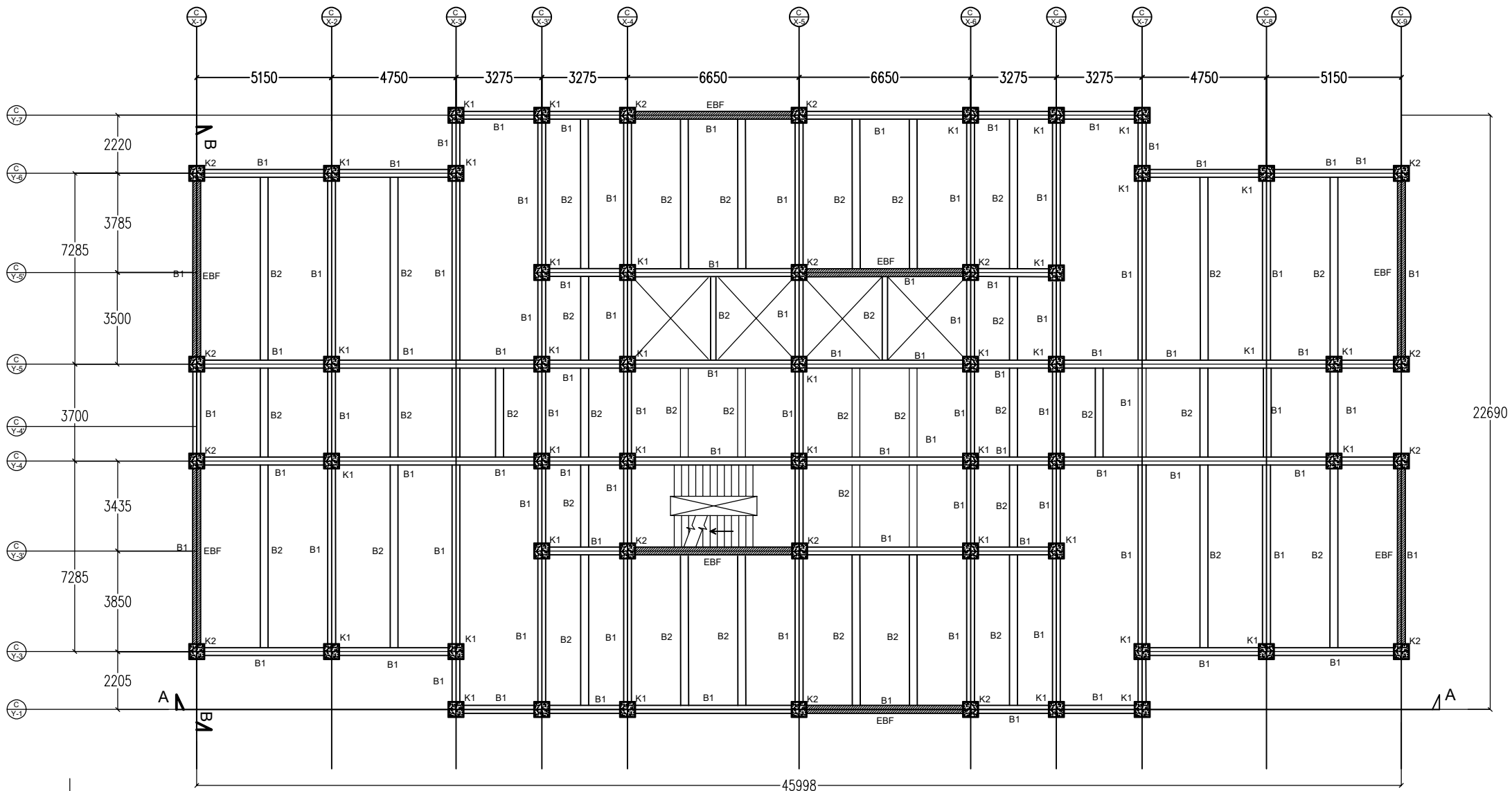
**LENGTH:** Length is before weld. Studs will be approximately 1/4" shorter after welding. Lengths for shear connector studs are generally set by governing specifications. Consult your SWA representative for other lengths available for specific applications.


**MATERIAL:** Low carbon steel.

## STUD WELDING PRODUCTS, INC.

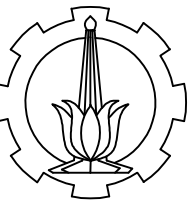
Los Angeles • San Francisco • Seattle

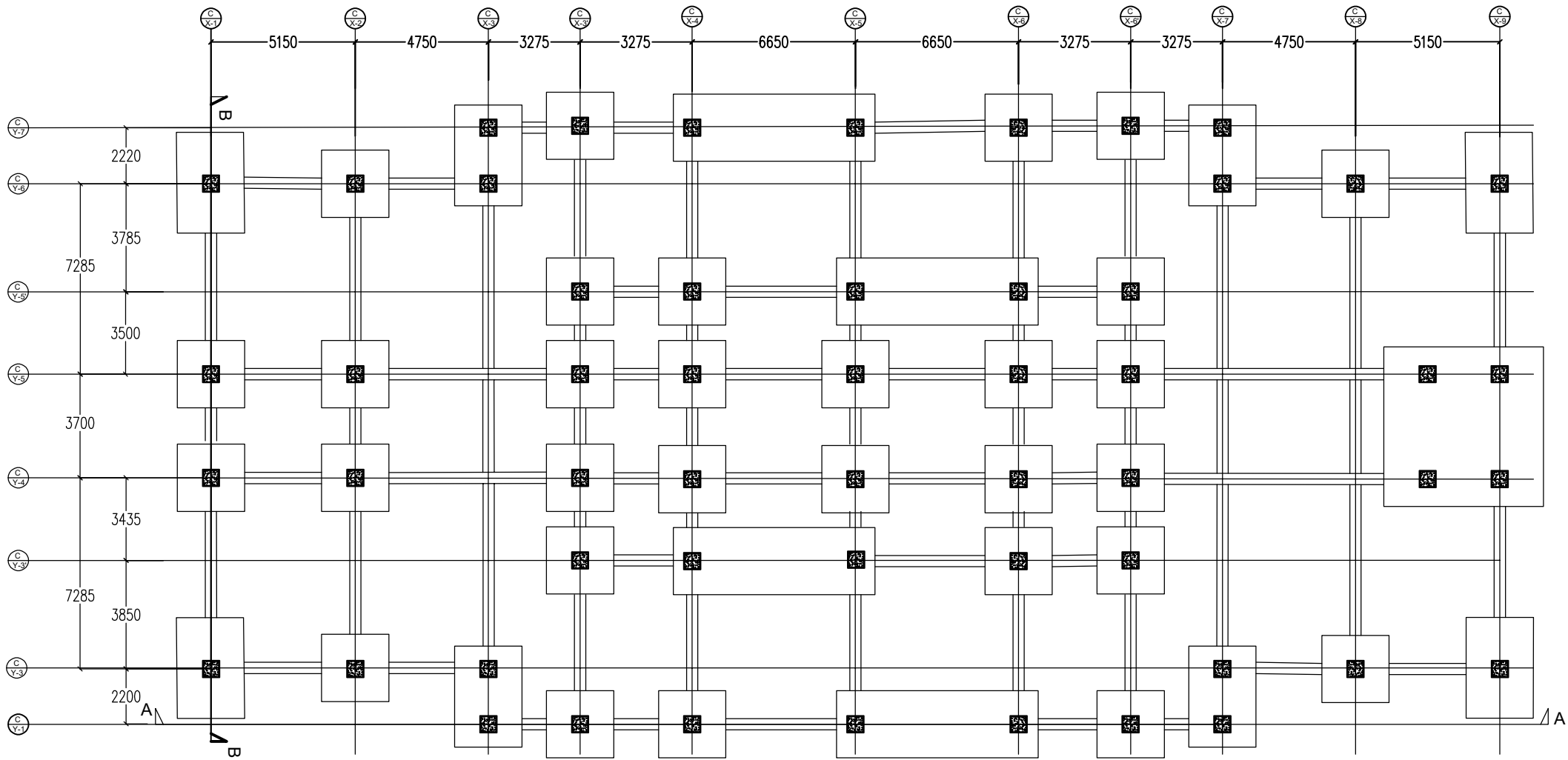
Toll Free: (800) 252-1919 • [www.studweldprod.com](http://www.studweldprod.com)



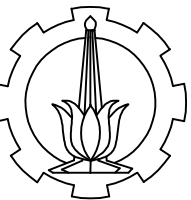

**DENAH STRUKTUR LANTAI DASAR - 24**  
 1 : 200

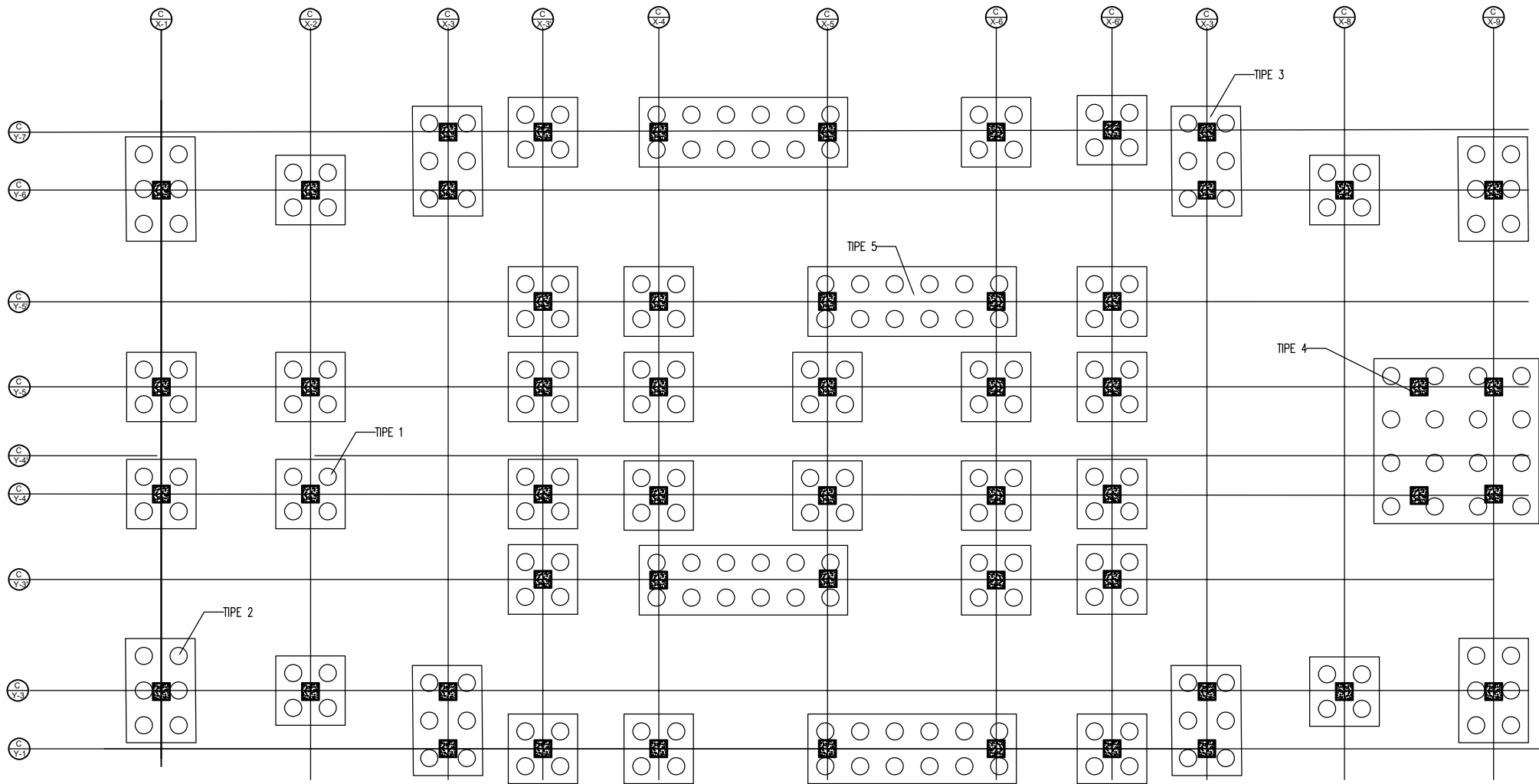
- KETERANGAN:
1. K1 = KOLOM CFT 700.700.25
  2. K2 = KOLOM CFT 800.800.32
  3. B1 = BALOK INDUK WF 600.300.12.20
  4. B2 = BALOK ANAK WF 350.250.9.14
  5. BRESING WF 350.350.16.16
  6. BALOK LINK 500.200.10.16

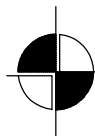
	<b>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</b> <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,</b> <b>DAN KEBUMIHAN</b>  INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		Budi Suswanto, ST. MT. PhD.  Aniendhita Rizki A. ST. MT.	Lingga Mahesa Prayuko 03111540000146	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 <i>Promenade</i> Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete</i> <i>Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris	DENAH STRUKTUR	1	23



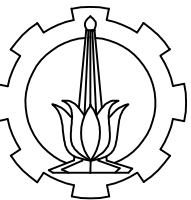

**DENAH BASEMENT**  
 1 : 200

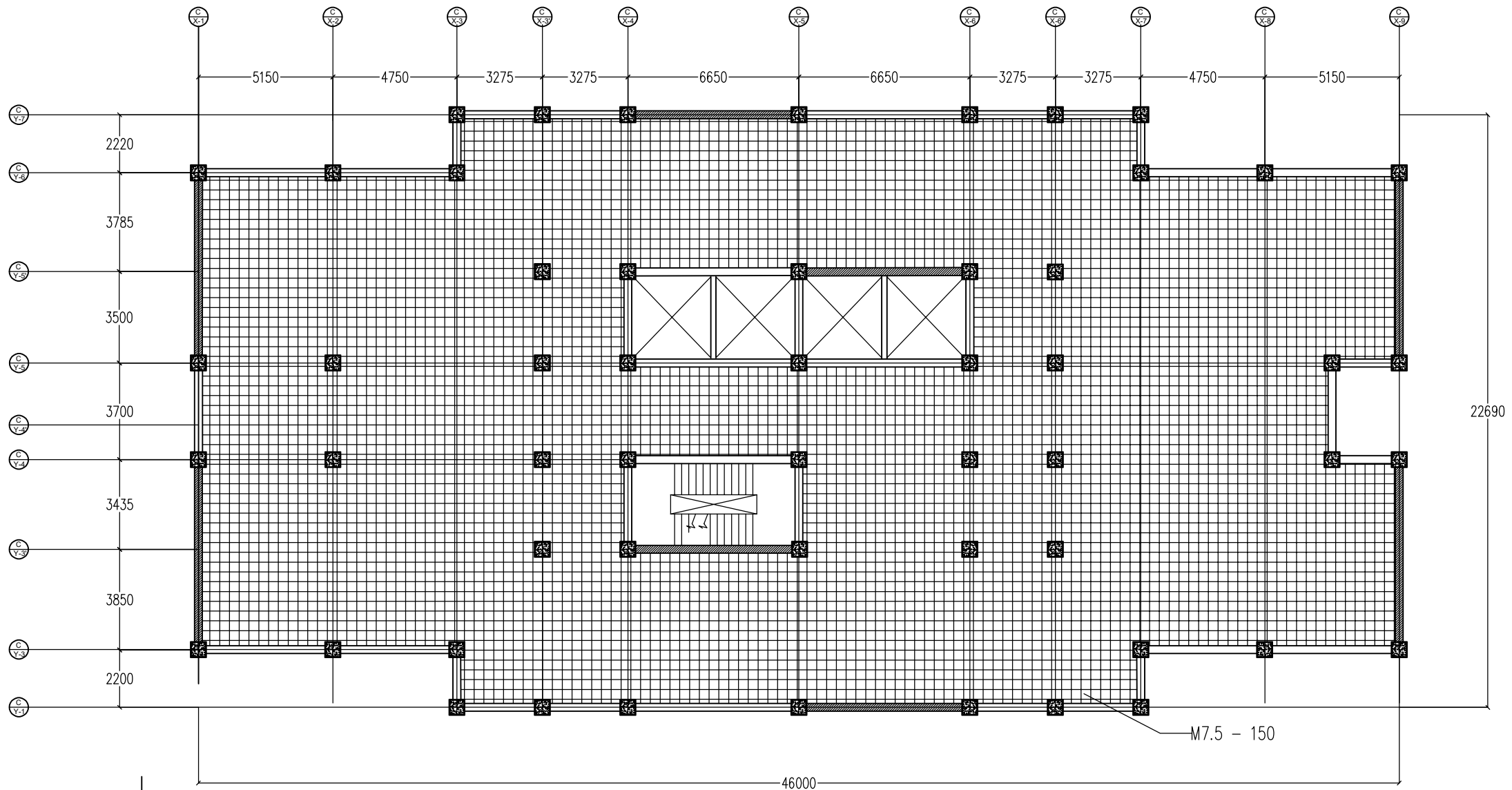
	<p style="text-align: center;"> <b>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</b>  <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,</b>  <b>DAN KEBUMIHAN</b>  <small>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</small> </p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p style="text-align: center;">           Budi Suswanto, ST.            MT. PhD.            Aniendhita Rizki A.            ST. MT.         </p>	<p style="text-align: center;">           Lingga Mahesa Prayuko            0311154000146         </p>	<p style="text-align: center;">           Modifikasi Perencanaan            Struktur Gedung 57  <i>Promenade</i> Menggunakan            Struktur Komposit <i>Concrete</i>  <i>Filled Tube</i> Dengan Sistem            Rangka Ganda Berpengaku            Bresing Eksentris         </p>	DENAH BASEMENT	2	23






**DENAH PONDASI**  
 1 : 200

P1 = PILE CAP 1200 X 1200  
 P2 = PILE CAP 2400 X 3600  
 P3 = PILE CAP 2400 X 3800  
 P4 = PILE CAP 5700 X 5700  
 P5 = PILE CAP 2400 X 7200  
 TIANG PANCANG D600

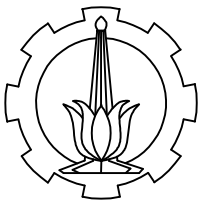
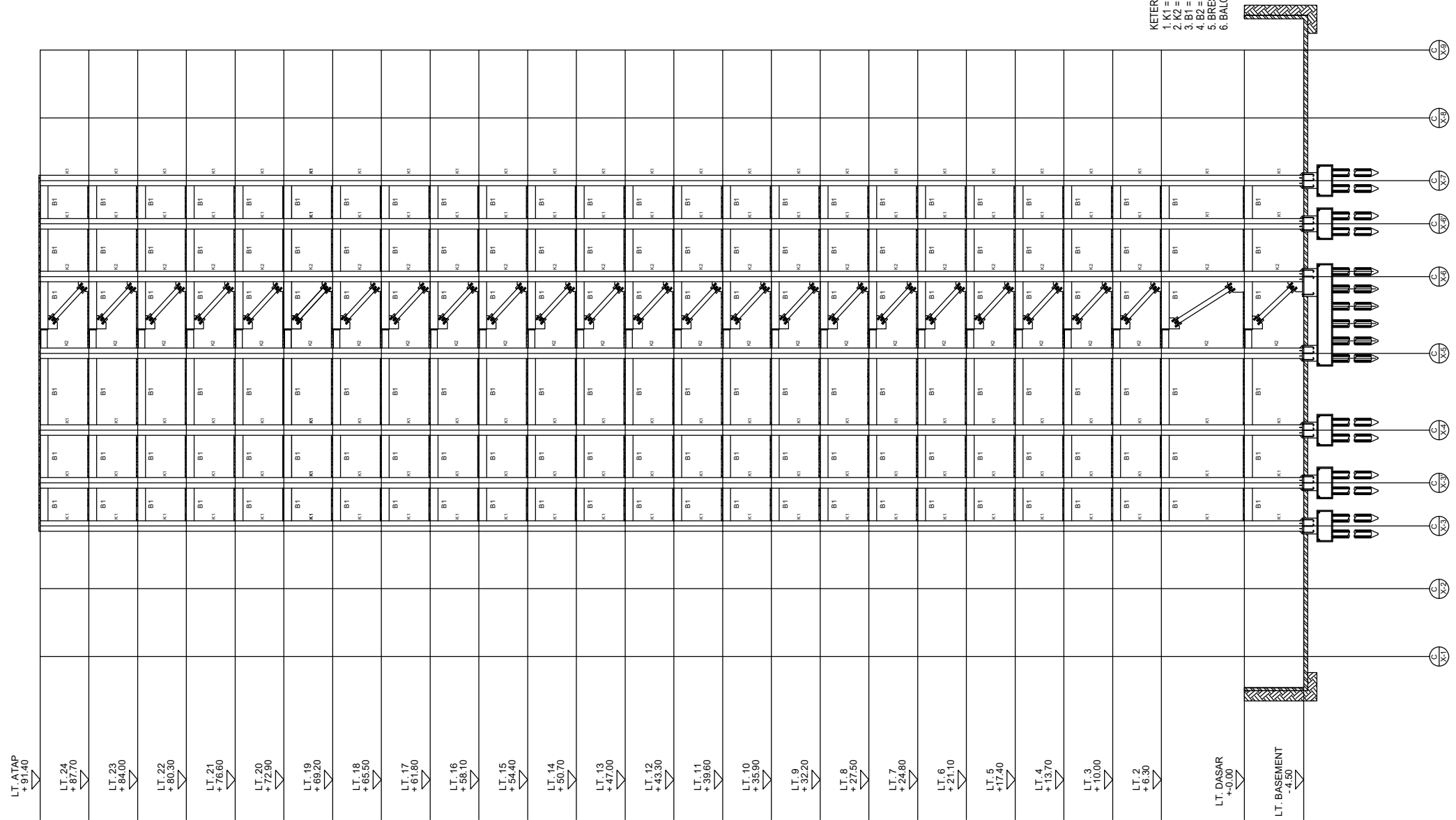
	<b>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</b> <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,</b> <b>DAN KEBUMIHAN</b>  <small>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</small>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		Budi Suswanto, ST. MT. PhD.  Aniendhita Rizki A. ST. MT.	Lingga Mahesa Prayuko 03111540000146	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 <i>Promenade</i> Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete</i> <i>Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris	DENAH PONDASI	3	23




**DENAH PENULANGAN WIREMESH LT 2 - 24**  
 1 : 150

	<b>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</b> <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,</b> <b>DAN KEBUMIHAN</b>  <small>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</small>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		Budi Suswanto, ST. MT. PhD.  Aniendhita Rizki A. ST. MT.	Lingga Mahesa Prayuko 0311154000146	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 <i>Promenade</i> Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete</i> <i>Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris	<b>DENAH PENULANGAN</b> <b>WIREMESH</b>	<b>4</b>	<b>23</b>

KETERANGAN:  
 1. K1 = KOLOM CFT 70  
 2. K2 = KOLOM CFT 80  
 3. B1 = BALOK INDIK  
 4. B2 = BALOK ANAK  
 5. BRESING WF 350.3  
 6. BALOK LINK 500.20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
 Budi Suswanto, ST.  
 MT. PhD.  
 Aniendhita Rizki A.  
 ST. MT.

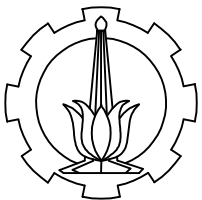
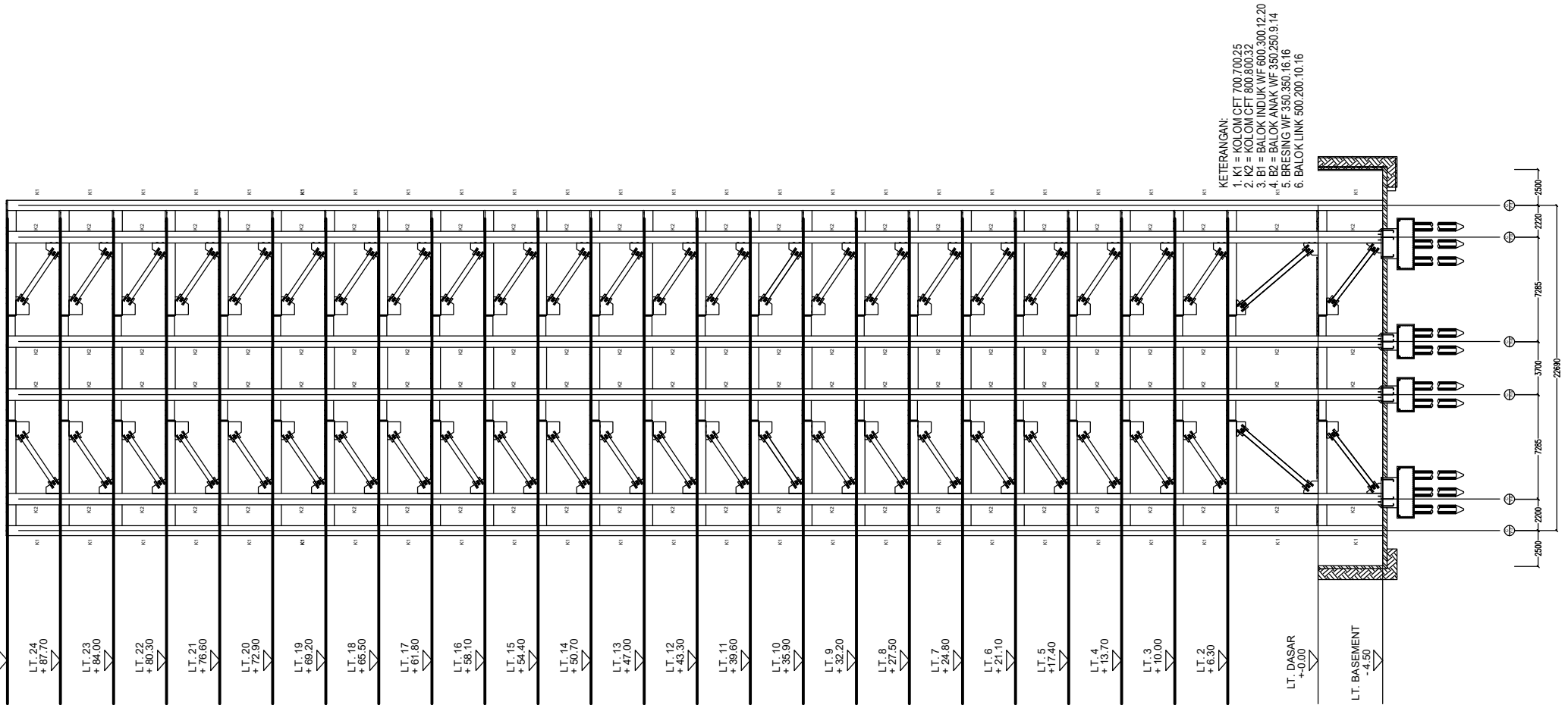
MAHASISWA  
 Lingga Mahesa Prayuko  
 03111540000146

TUGAS AKHIR  
 Modifikasi Perencanaan  
 Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
 Struktur Komposit *Concrete  
 Filled Tube* Dengan Sistem  
 Rangka Ganda Berpengaku  
 Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR  
 POTONGAN A - A

NOMOR  
 5

JUMLAH  
 23



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
 Budi Suswanto, ST.  
 MT. PhD.  
 Aniendhita Rizki A.  
 ST. MT.

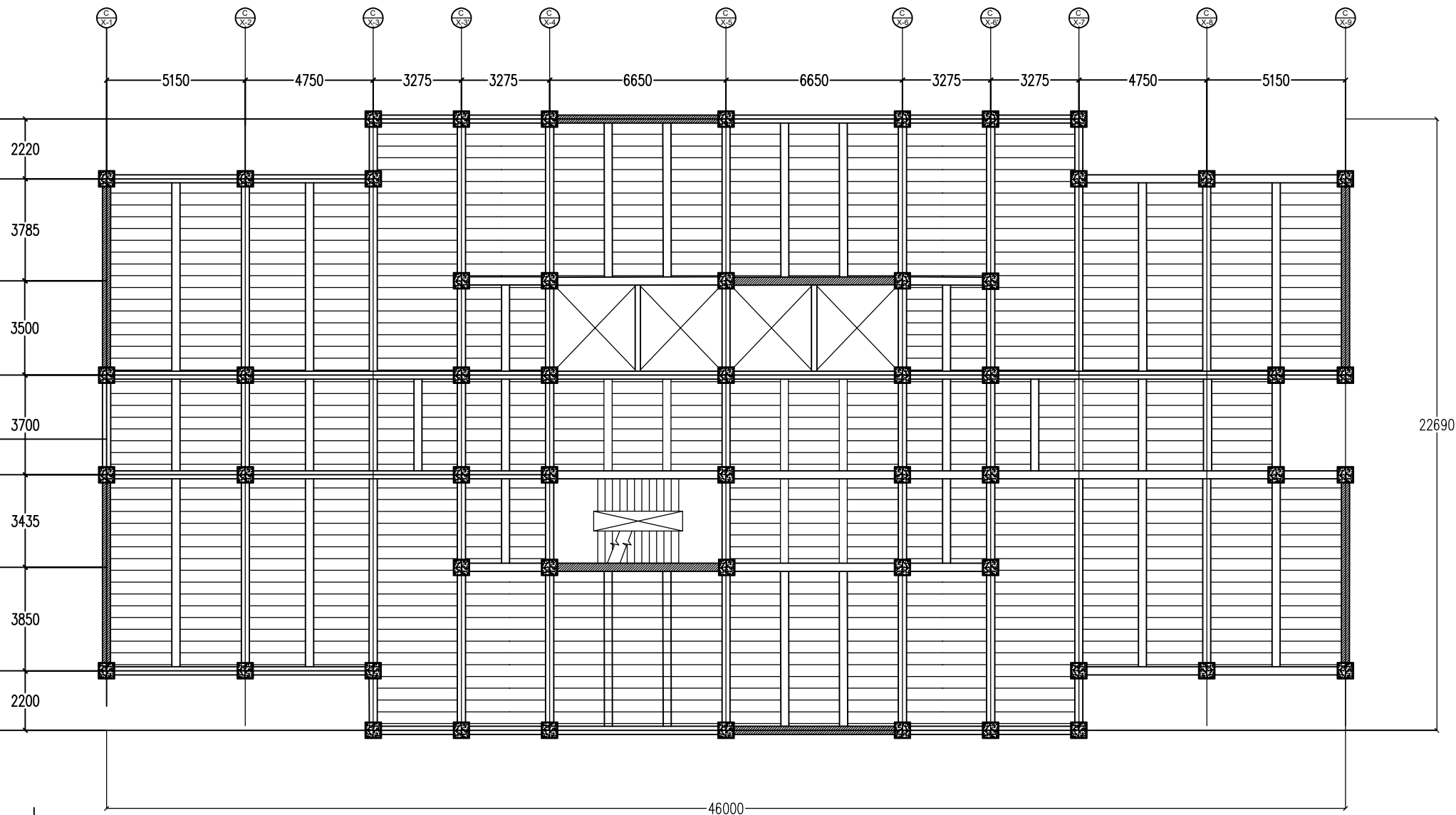
MAHASISWA  
 Lingga Mahesa Prayuko  
 03111540000146

TUGAS AKHIR  
 Modifikasi Perencanaan  
 Struktur Gedung 57  
 Promenade Menggunakan  
 Struktur Komposit *Concrete  
 Filled Tube* Dengan Sistem  
 Rangka Ganda Berpengaku  
 Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR  
 POTONGAN B - B

NOMOR  
 6

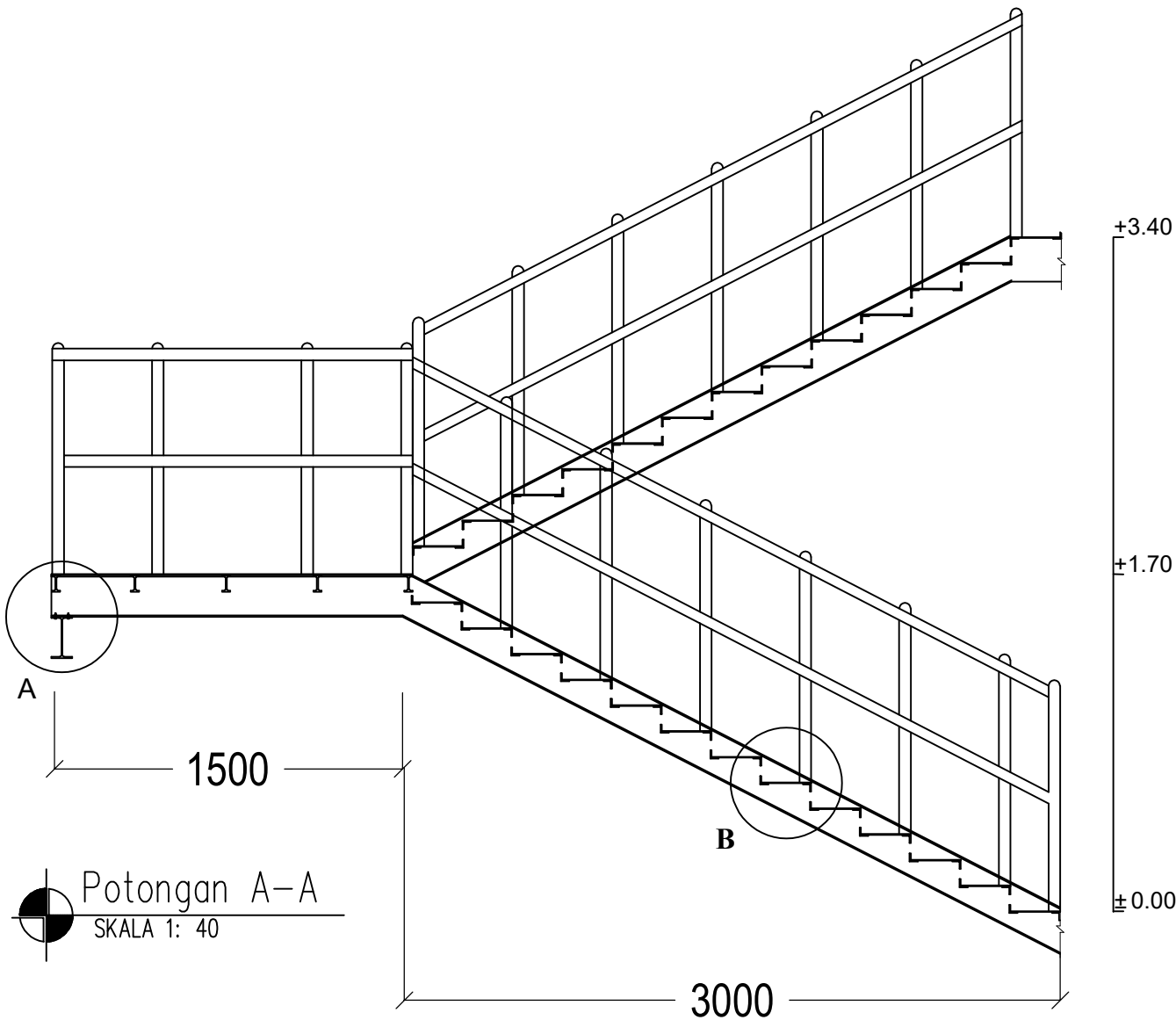
JUMLAH  
 23



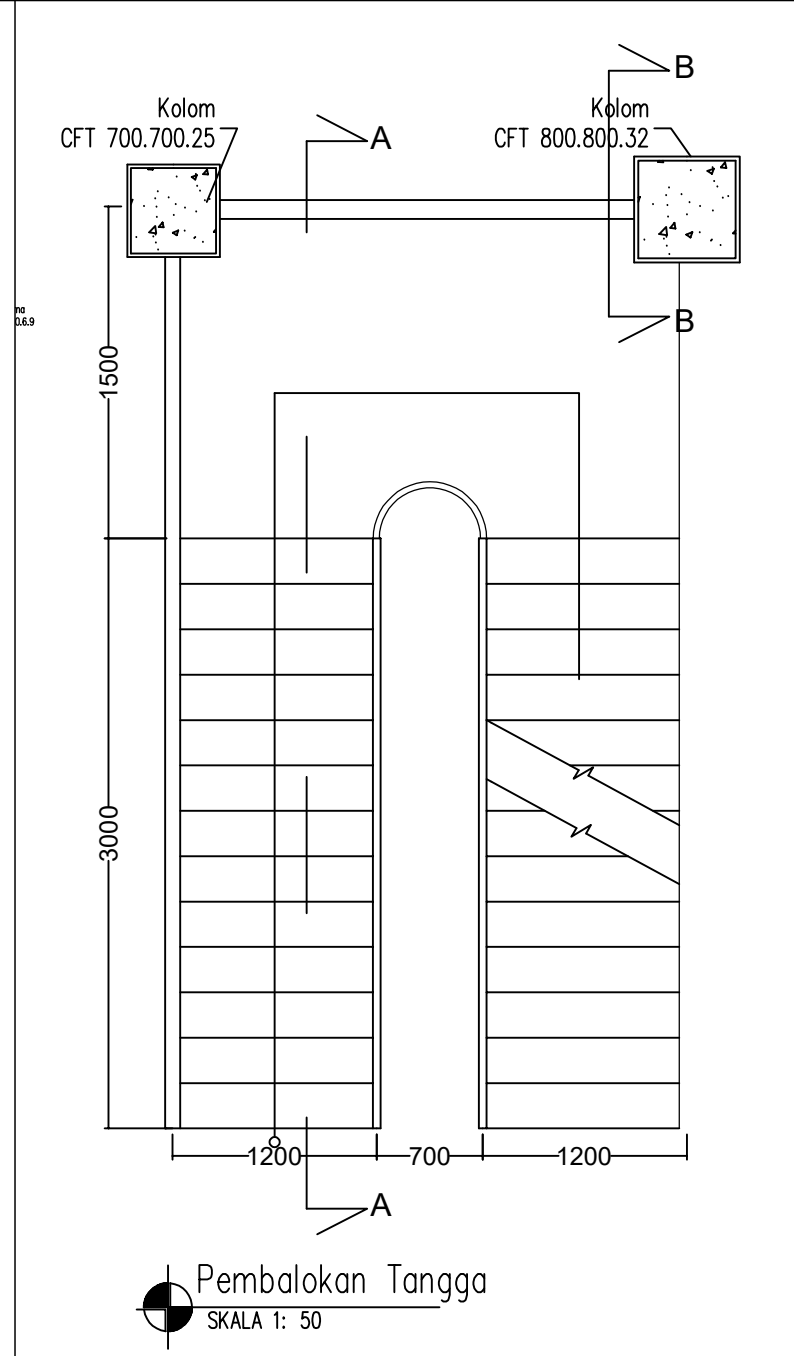
DENAH BONDEK (ARAH)  
1 : 150

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 0311154000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 <i>Promenade</i> Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	<p>DENAH BONDEK (ARAH)</p>	<p>7</p>	<p>23</p>



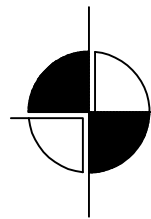
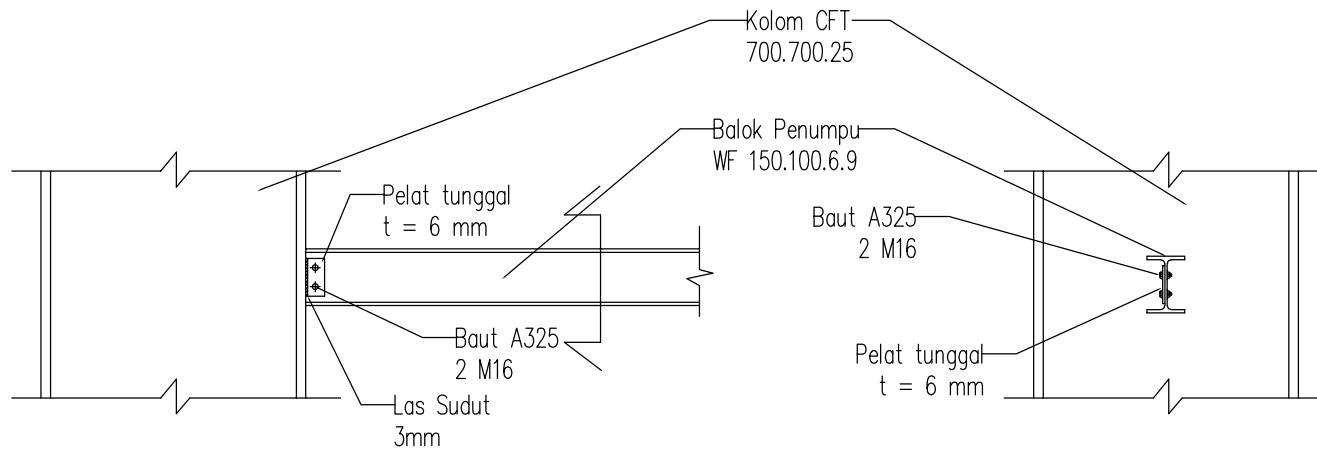


Potongan A-A  
SKALA 1: 40



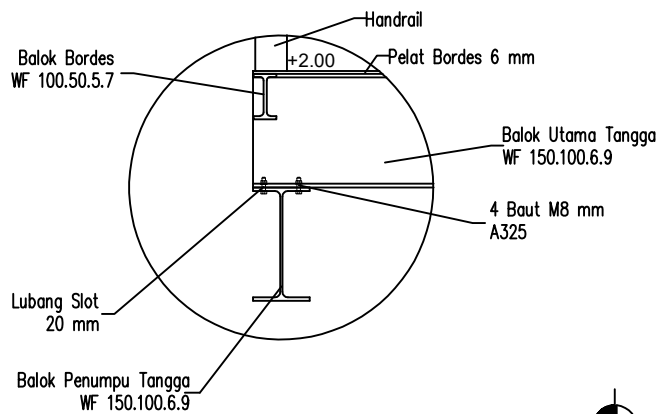
Pembalokan Tangga  
SKALA 1: 50

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 0311154000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 Promenade Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	TANGGA TIPE 1	8	23



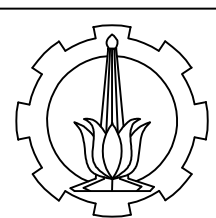
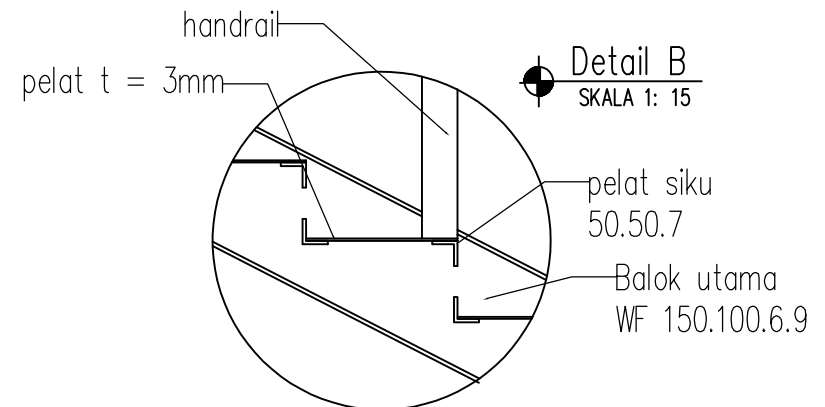
## Detail sambungan kolom – balok penumpu tangga

SKALA 1: 20



### Detail A

SKALA 1: 10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
Promenade Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

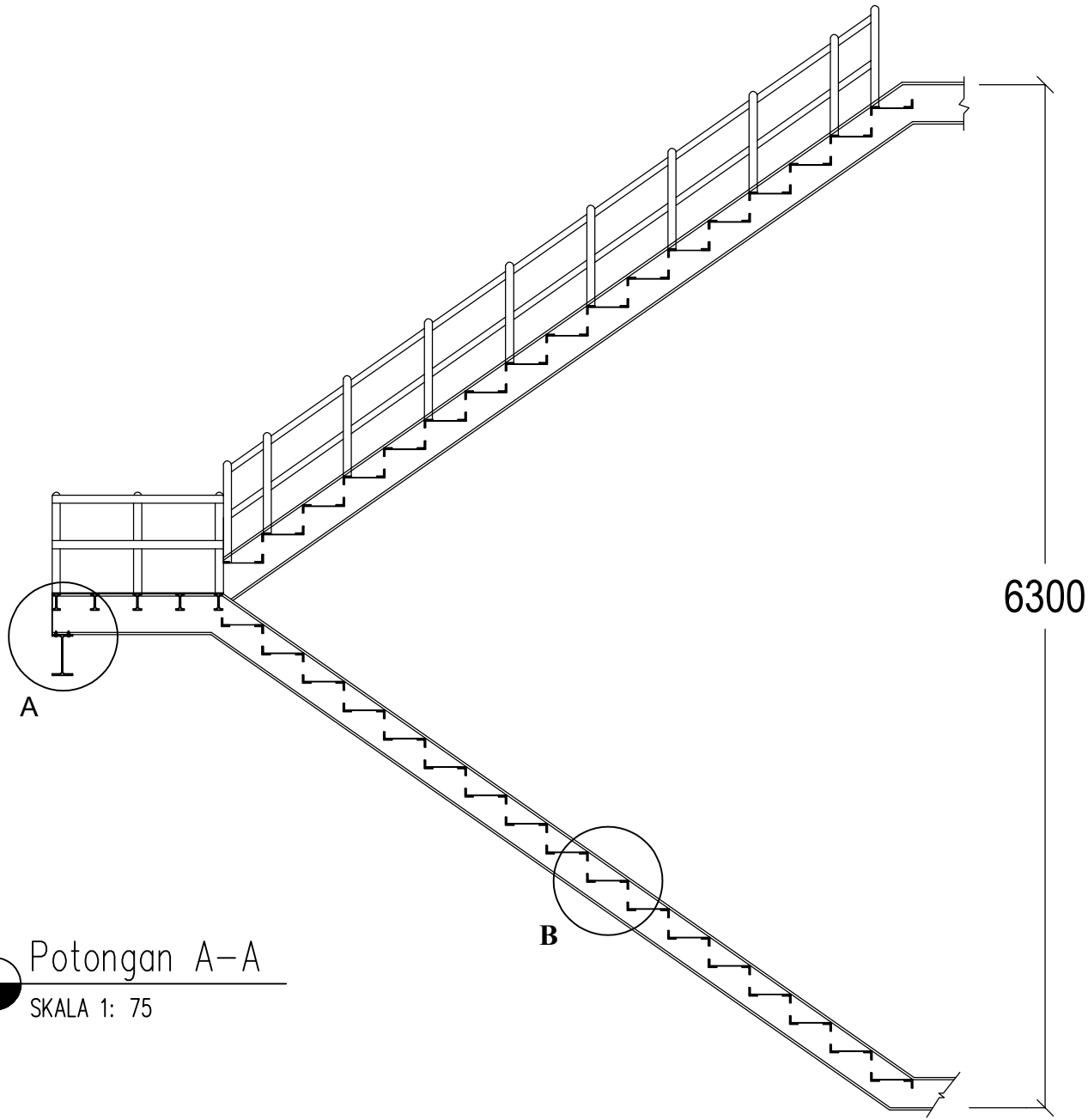
DETAIL TANGGA  
TIPE 1

NOMOR

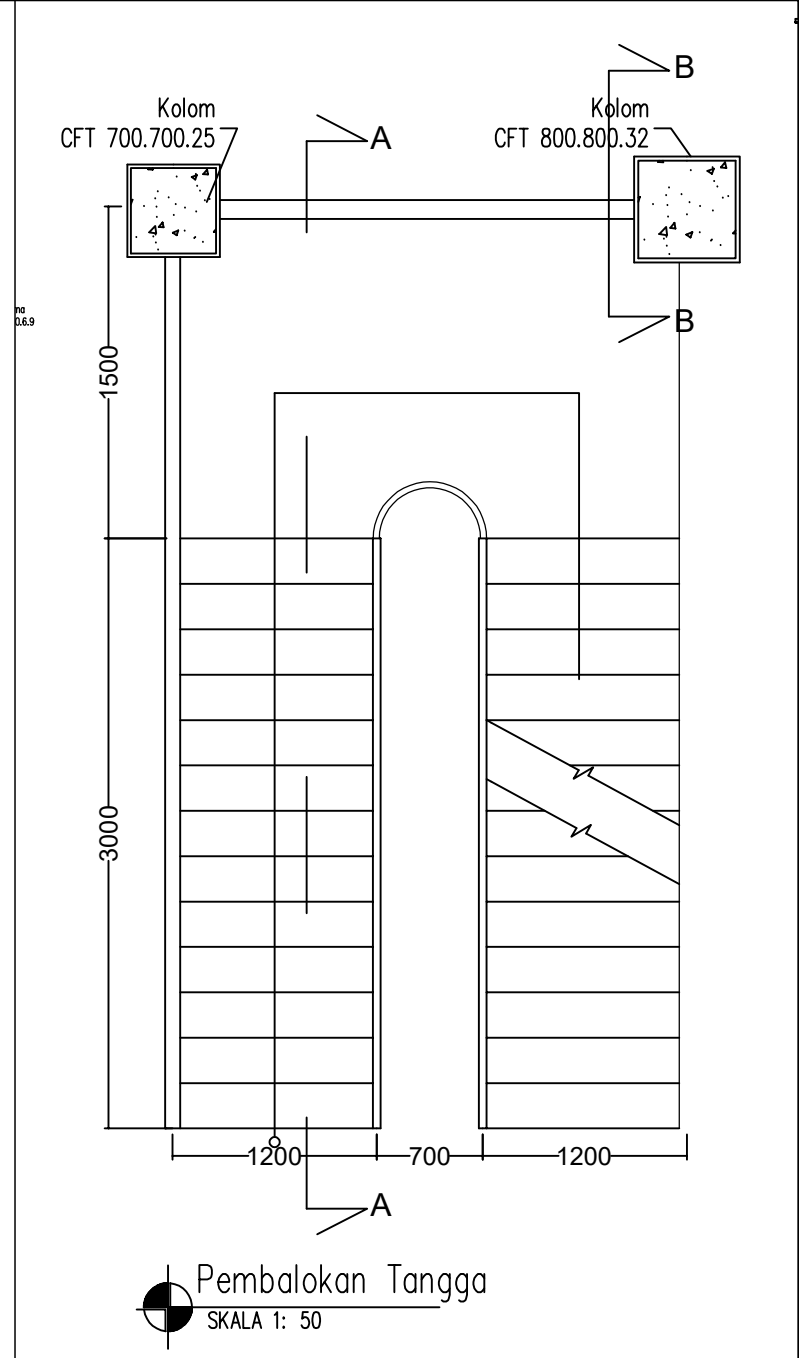
9

JUMLAH

23

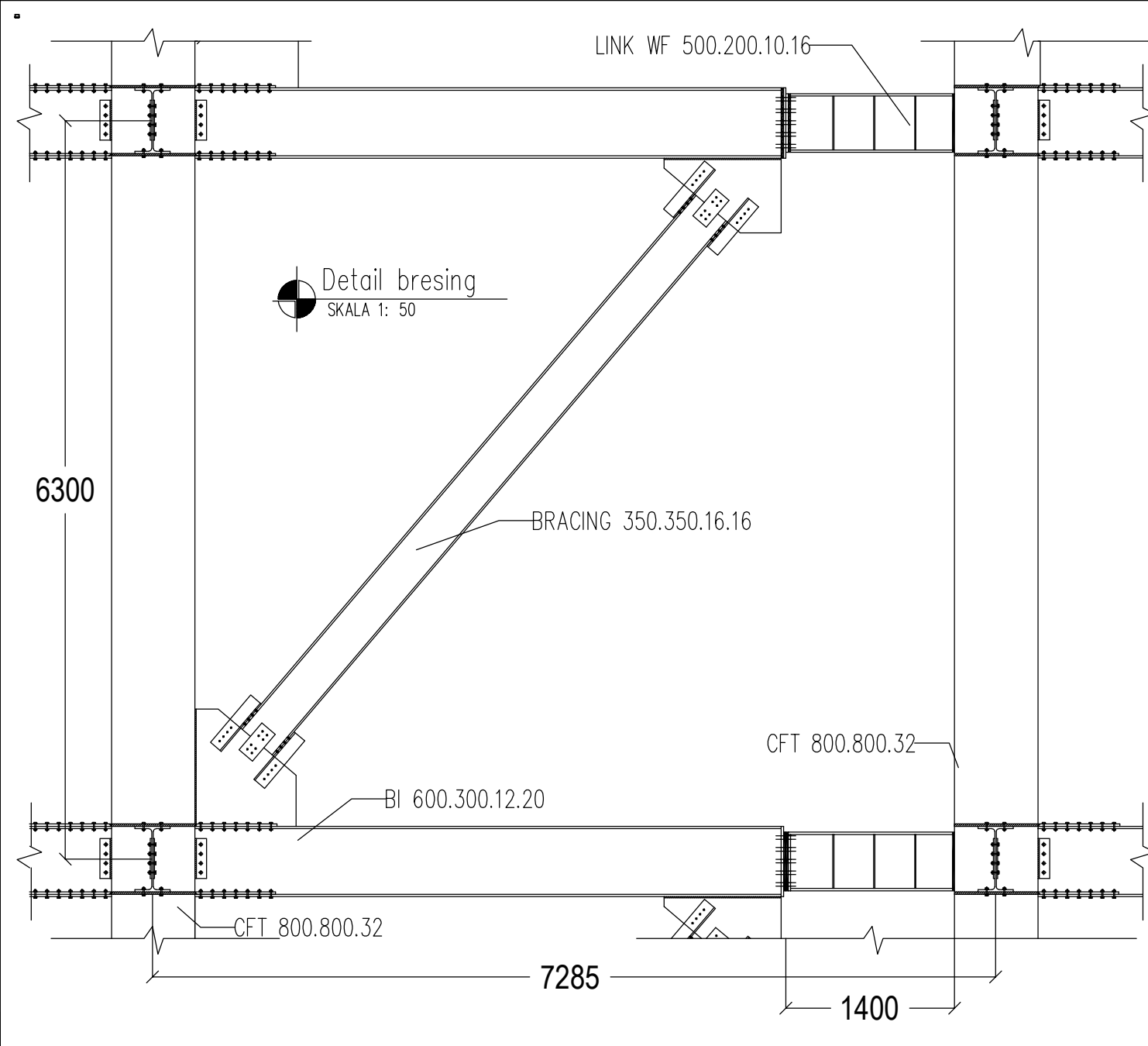


Potongan A-A  
SKALA 1: 75

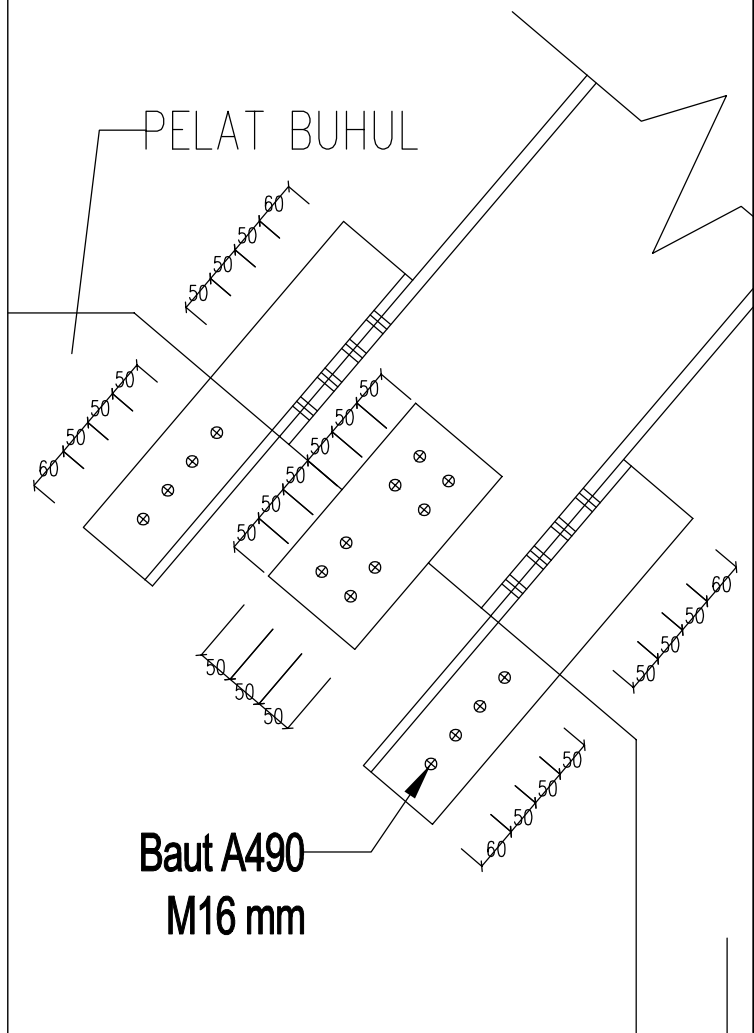


Pembalokan Tangga  
SKALA 1: 50

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 0311154000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 Promenade Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	<p>TANGGA TIPE 2</p>	<p>10</p>	<p>23</p>

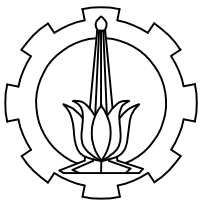
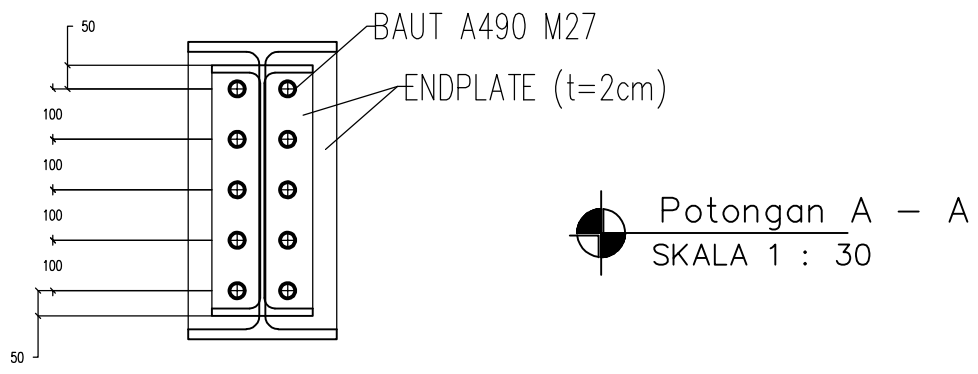
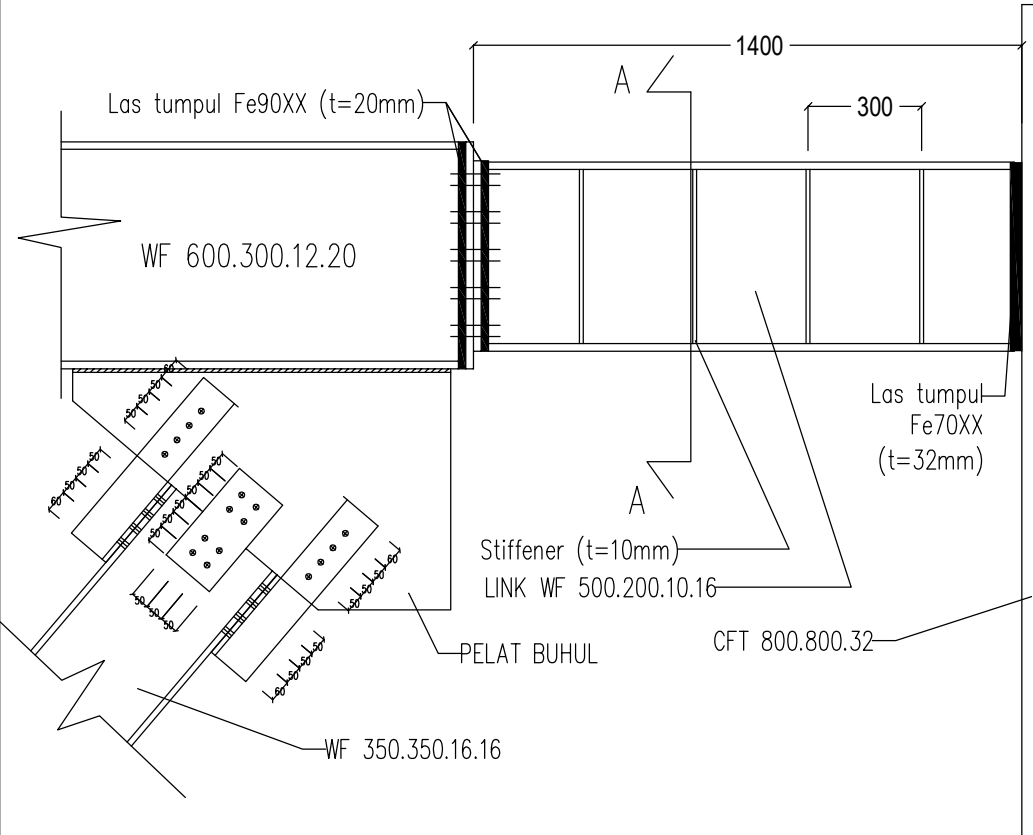
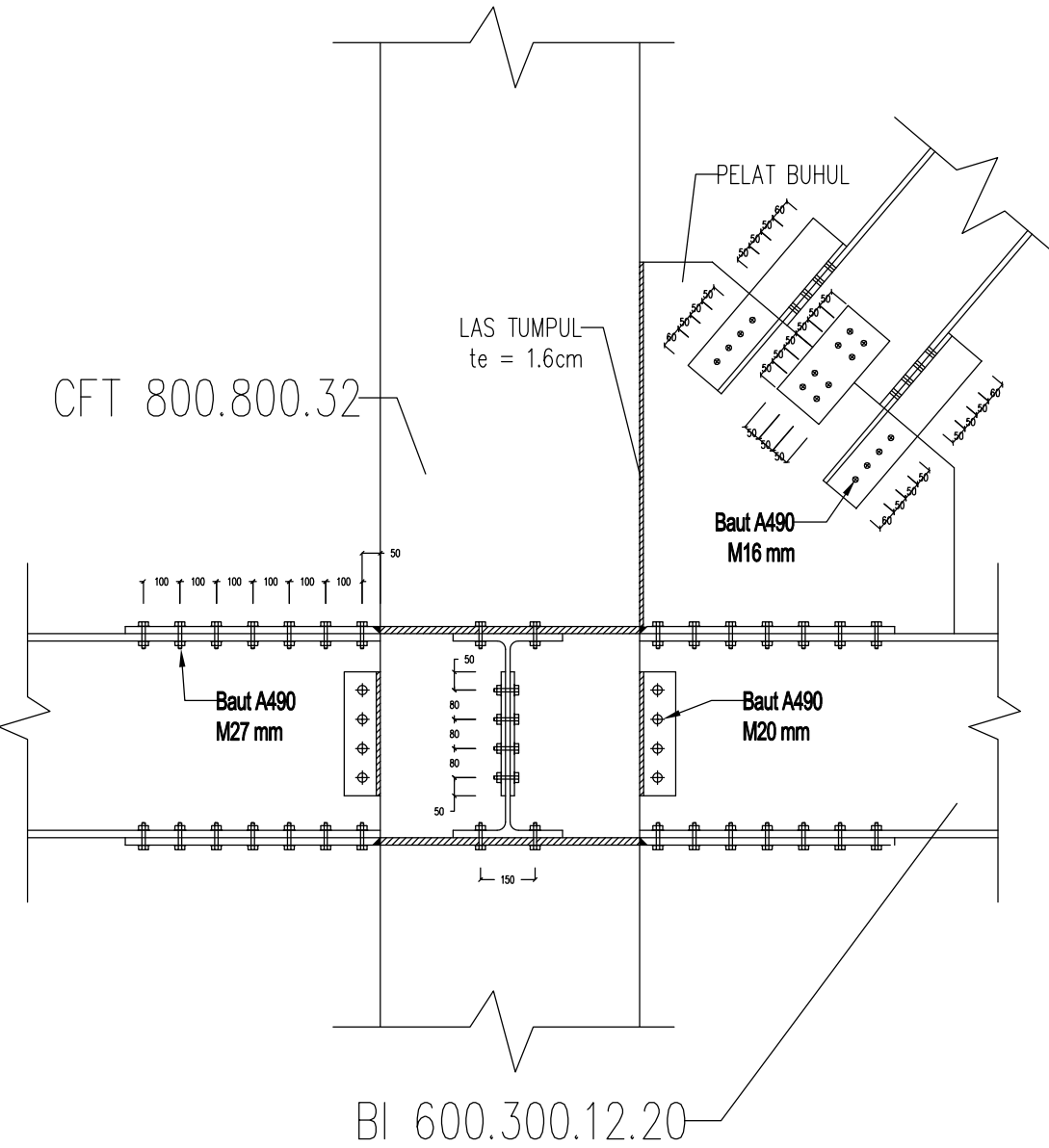


Detail Pelat Buhul  
SKALA 1: 10



Baut A490  
M16 mm

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 03111540000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 Promenade Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	<p>DETAIL BRESING</p>	<p>11</p>	<p>23</p>



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
 Budi Suswanto, ST.  
 MT. PhD.  
 Aniendhita Rizki A.  
 ST. MT.

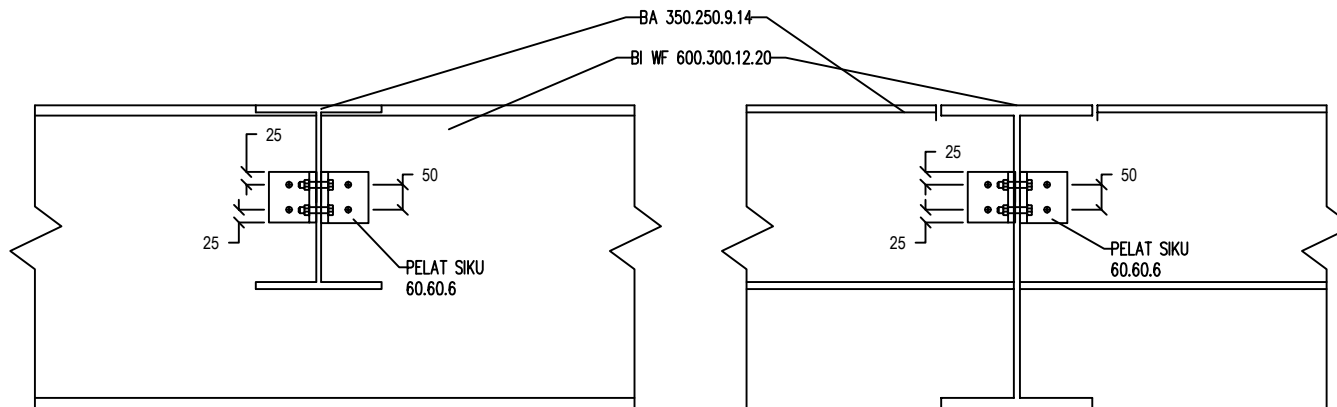
MAHASISWA  
 Lingga Mahesa Prayuko  
 03111540000146

TUGAS AKHIR  
 Modifikasi Perencanaan  
 Struktur Gedung 57  
 Promenade Menggunakan  
 Struktur Komposit *Concrete  
 Filled Tube* Dengan Sistem  
 Rangka Ganda Berpengaku  
 Bresing Eksentris

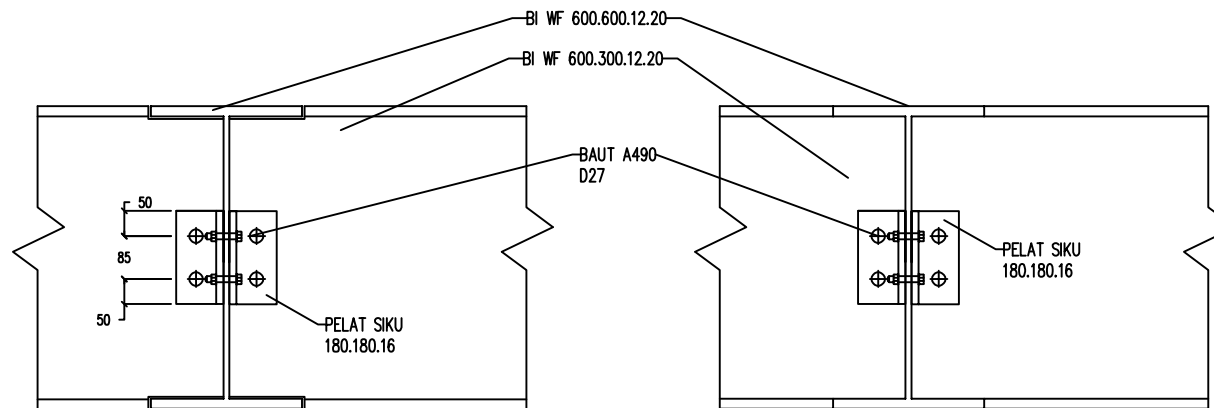
NAMA GAMBAR  
 DETAIL SAMBUNGAN  
 PADA BRESING

NOMOR  
 12

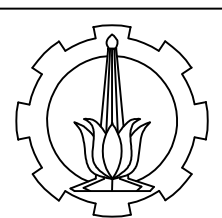
JUMLAH  
 23



**Detail sambungan BA - BI**  
SKALA 1 : 10



**Detail sambungan BI - BI**  
SKALA 1 : 10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

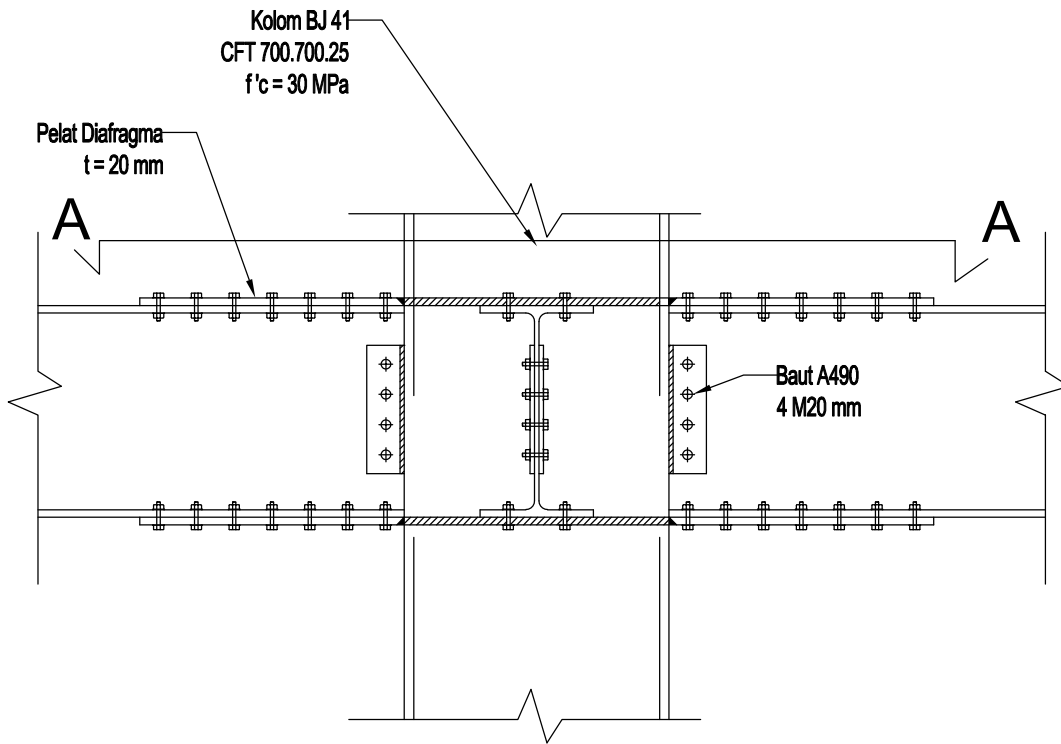
DETAIL SAMBUNGAN  
ANTAR BALOK

NOMOR

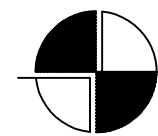
13

JUMLAH

23

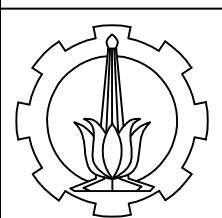
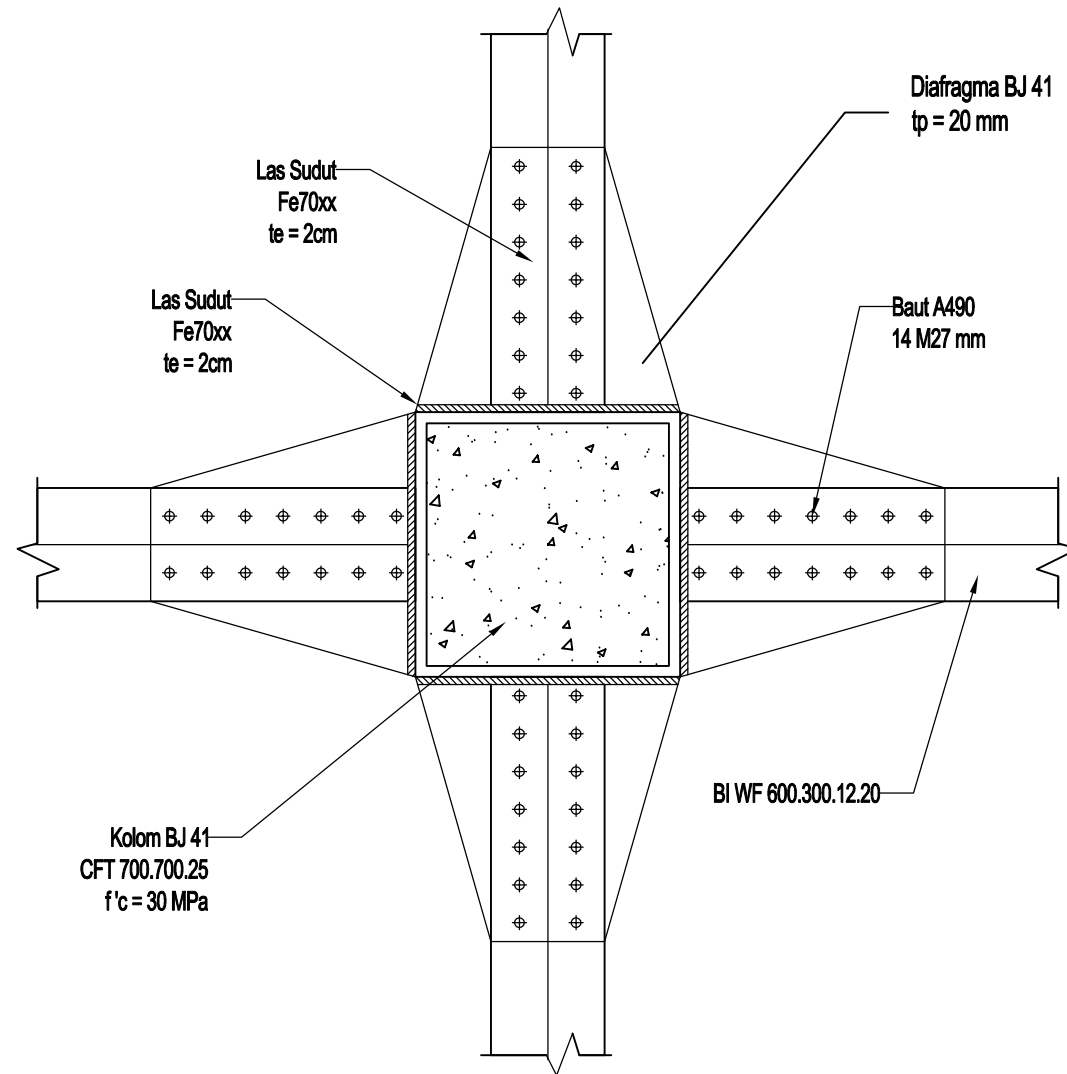



**Potongan A-A**  
 SKALA 1 : 30



# Sambungan Balok Induk - Kolom

SKALA 1 : 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
0311154000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN  
BALOK INDUK -  
KOLOM

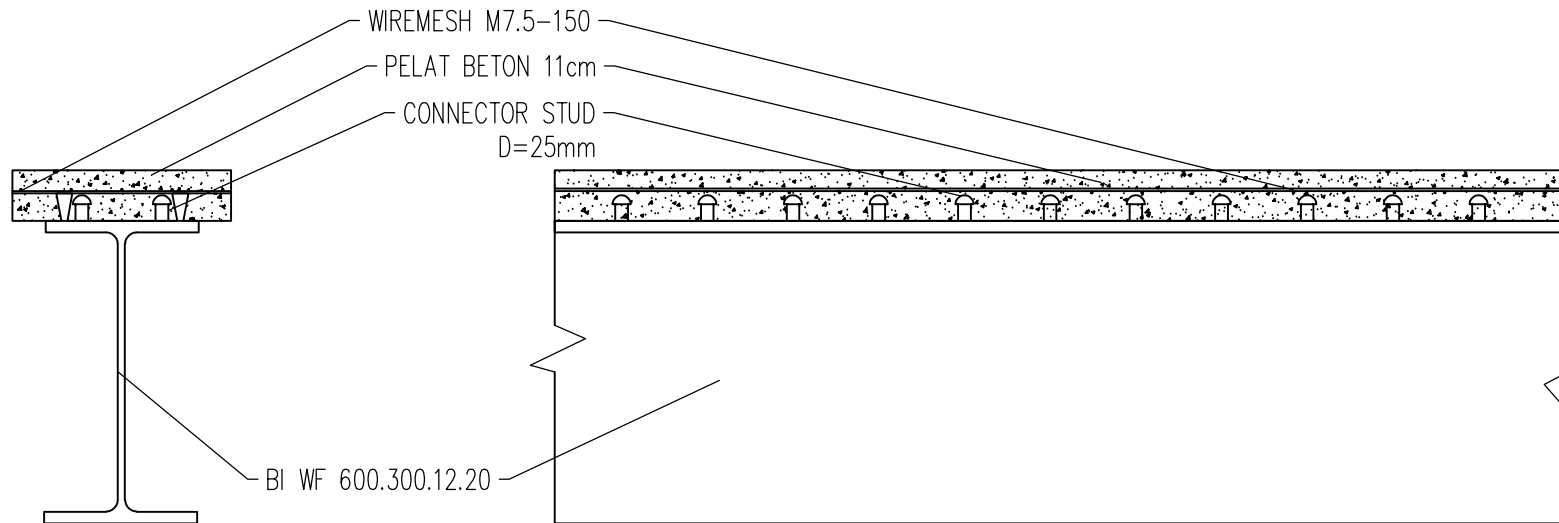
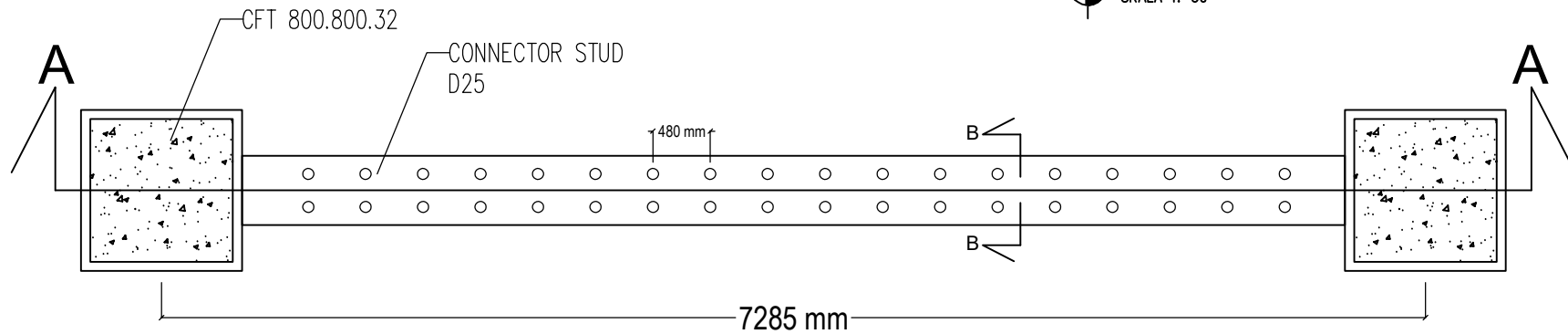
NOMOR

14

JUMLAH

23

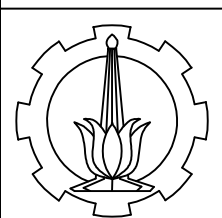
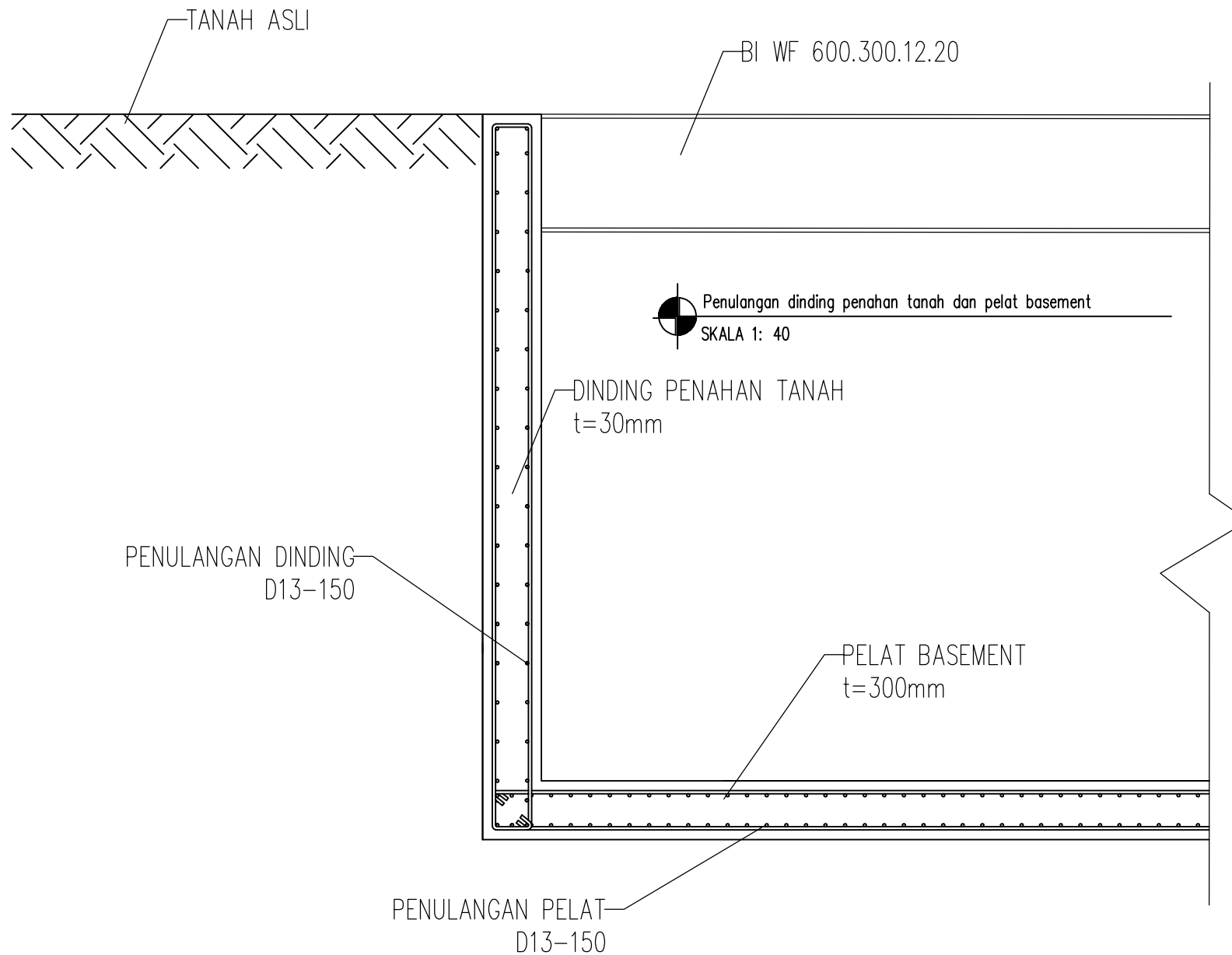
Tampak atas balok komposit  
SKALA 1: 30



Detail Balok Komposit  
SKALA 1: 30

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 0311154000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 <i>Promenade</i> Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	<p>DETAIL BALOK KOMPOSIT</p>	<p>15</p>	<p>23</p>





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
 MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
 ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
 03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
 Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
 Struktur Komposit *Concrete  
 Filled Tube* Dengan Sistem  
 Rangka Ganda Berpengaku  
 Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

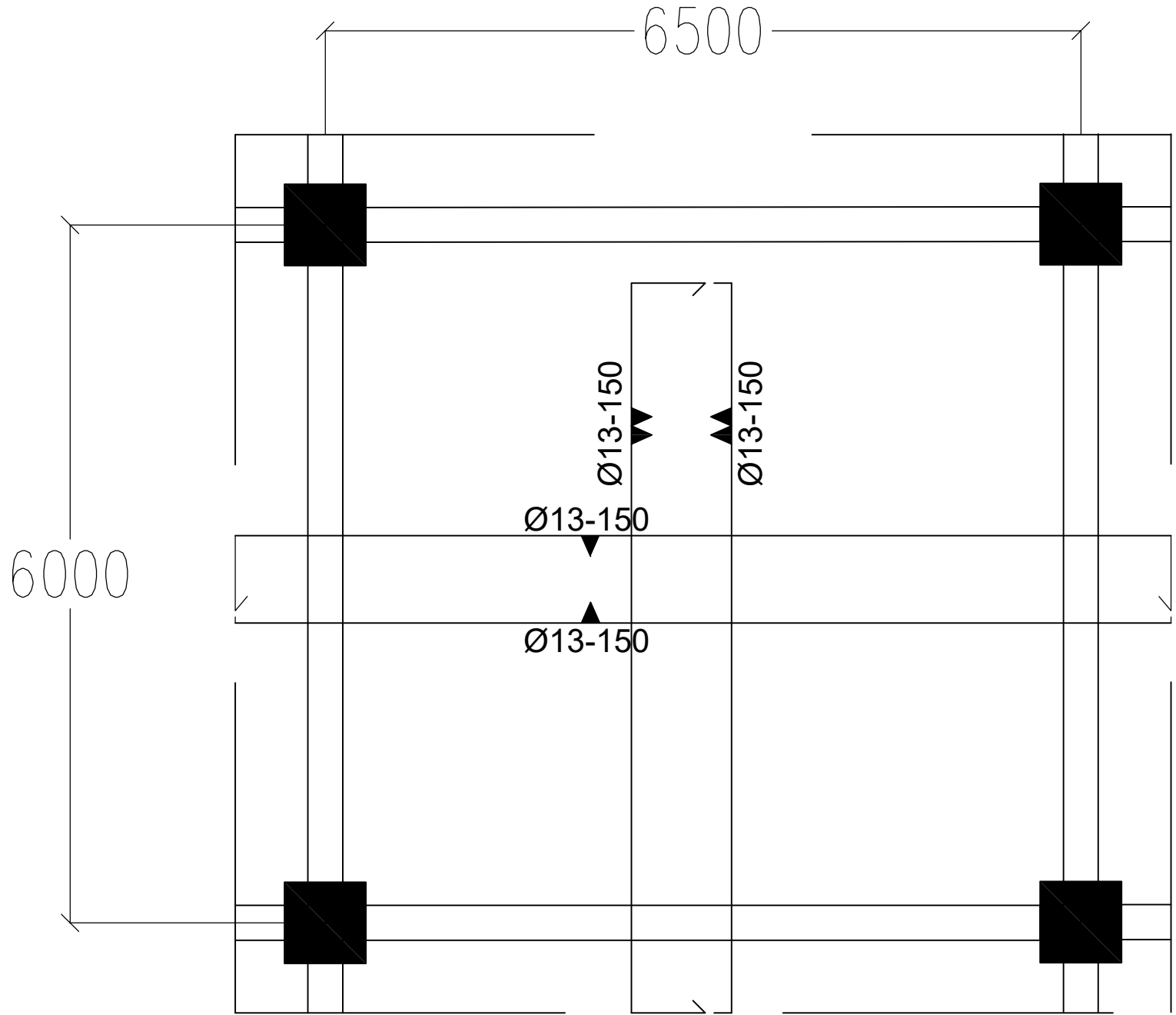
DETAIL PENULANGAN  
 DPT DAN PELAT  
 BASEMENT

NOMOR

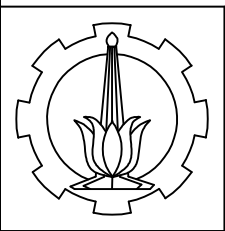
16

JUMLAH

23



Detail pelat basement  
SKALA 1: 50



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.  
Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA  
Lingga Mahesa Prayuko  
0311154000146

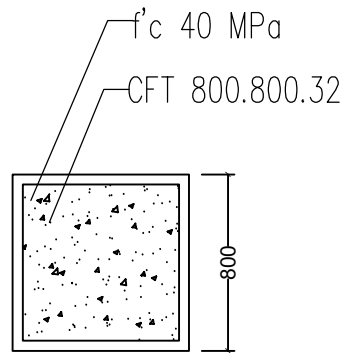
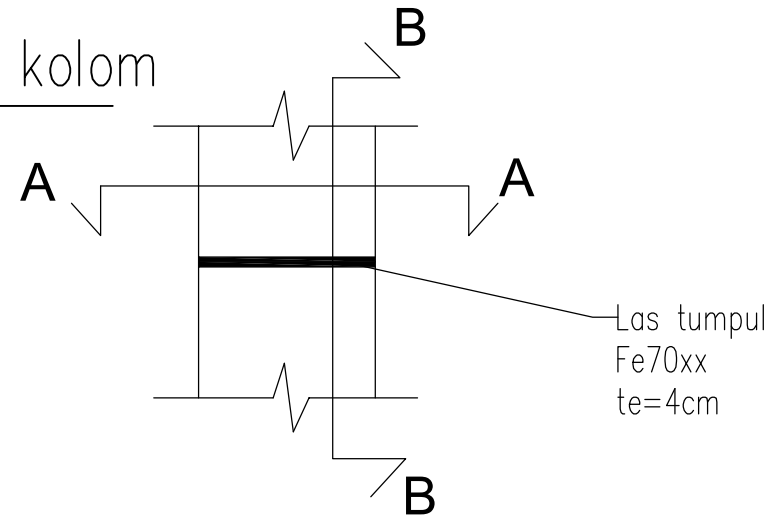
TUGAS AKHIR  
Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
Promenade Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR  
PELAT BASEMENT

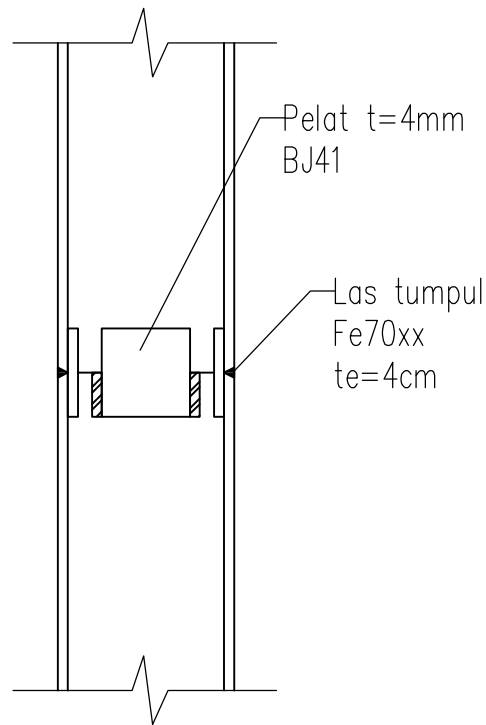
NOMOR  
17

JUMLAH  
23

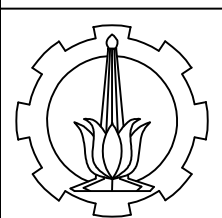
Sambungan kolom  
SKALA 1: 30



Potongan A - A  
SKALA 1: 30



Potongan B - B  
SKALA 1: 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

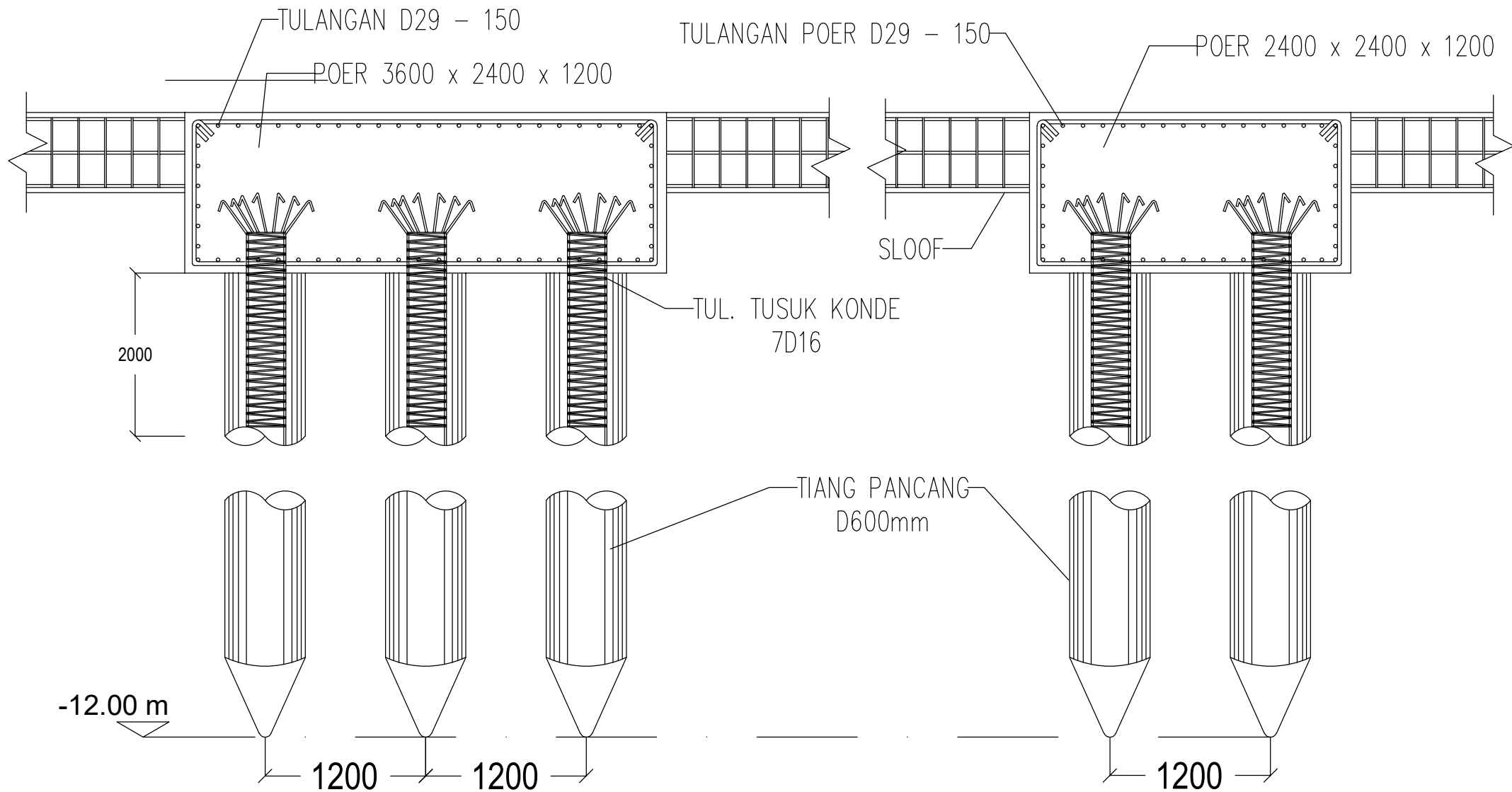
SAMBUNGAN ANTAR  
KOLOM

NOMOR

18

JUMLAH

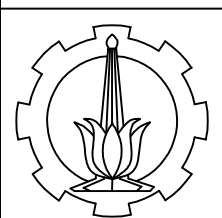
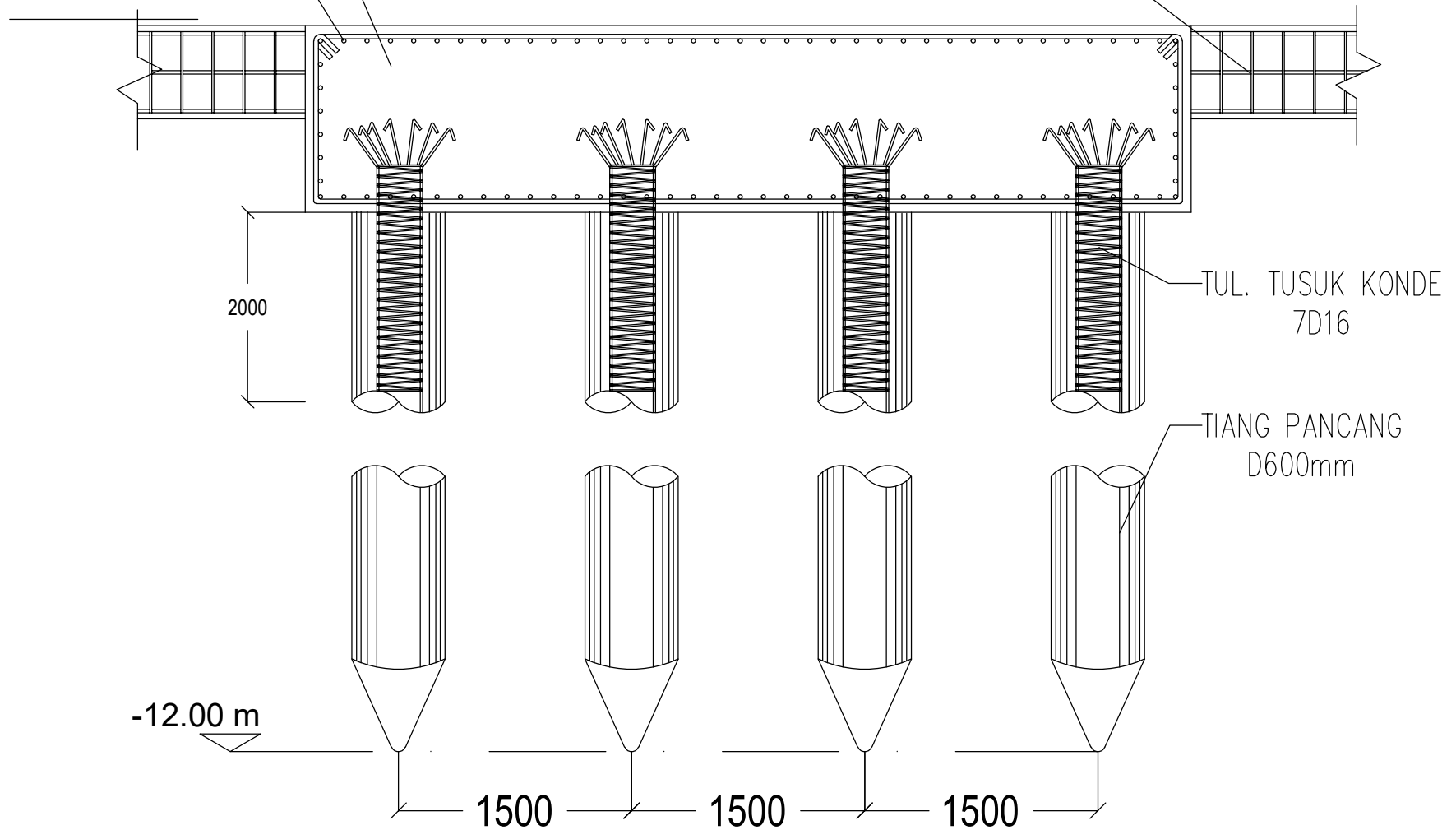
23



	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	NOMOR	JUMLAH
		<p>Budi Suswanto, ST. MT. PhD.</p> <p>Aniendhita Rizki A. ST. MT.</p>	<p>Lingga Mahesa Prayuko 03111540000146</p>	<p>Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 57 Promenade Menggunakan Struktur Komposit <i>Concrete Filled Tube</i> Dengan Sistem Rangka Ganda Berpengaku Bresing Eksentris</p>	<p>DETAIL POER DAN TIANG PANCANG</p>	<p>19</p>	<p>23</p>

POER 5700 x 5700 x 1200  
TULANGAN D29 - 150

SLOOF 400 X 600  
TULANGAN LONG. 8D22  
TULANGAN TRANS.13 - 200mm



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
Promenade Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

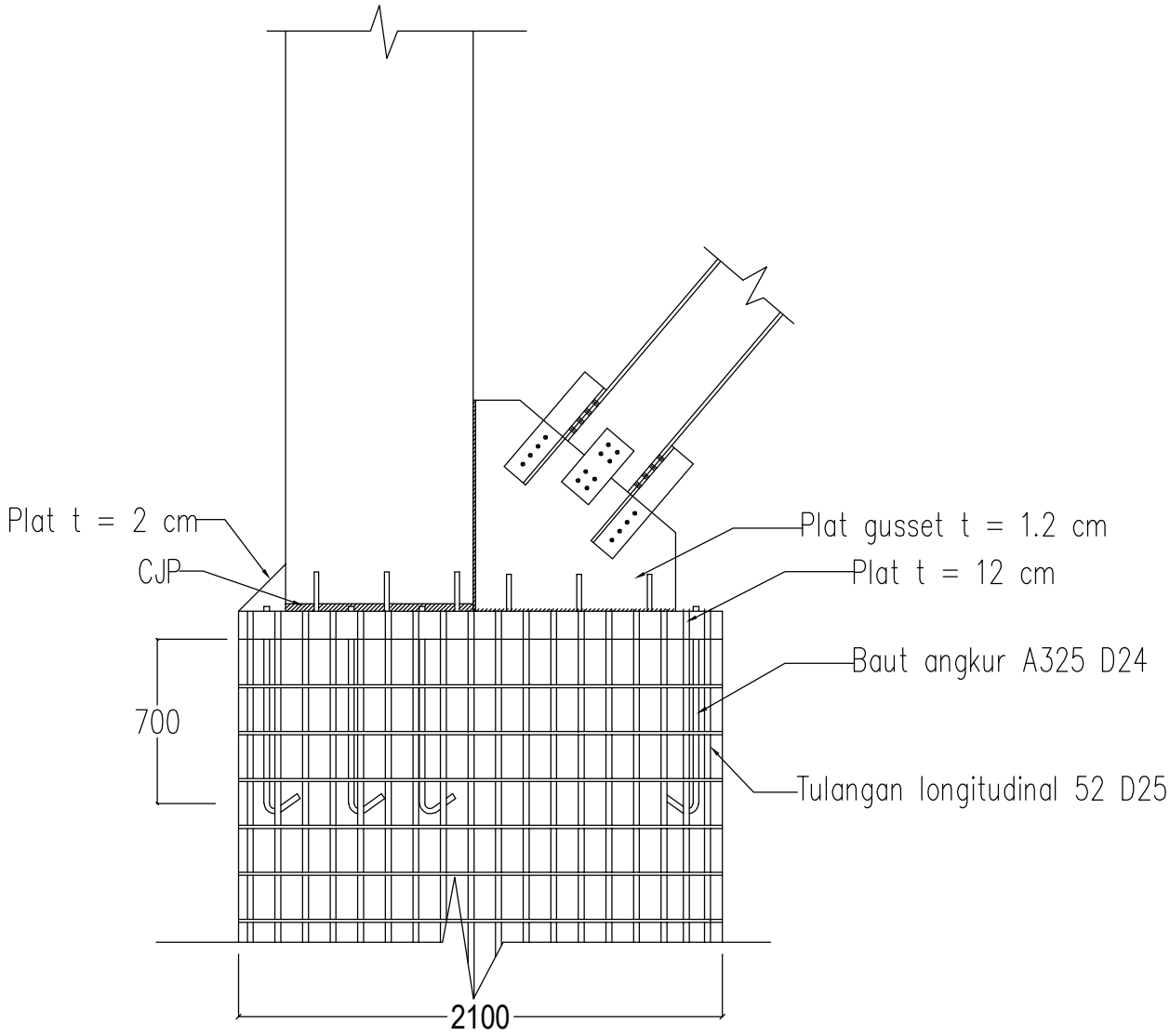
DETAIL POER DAN  
TIANG PANCANG

NOMOR

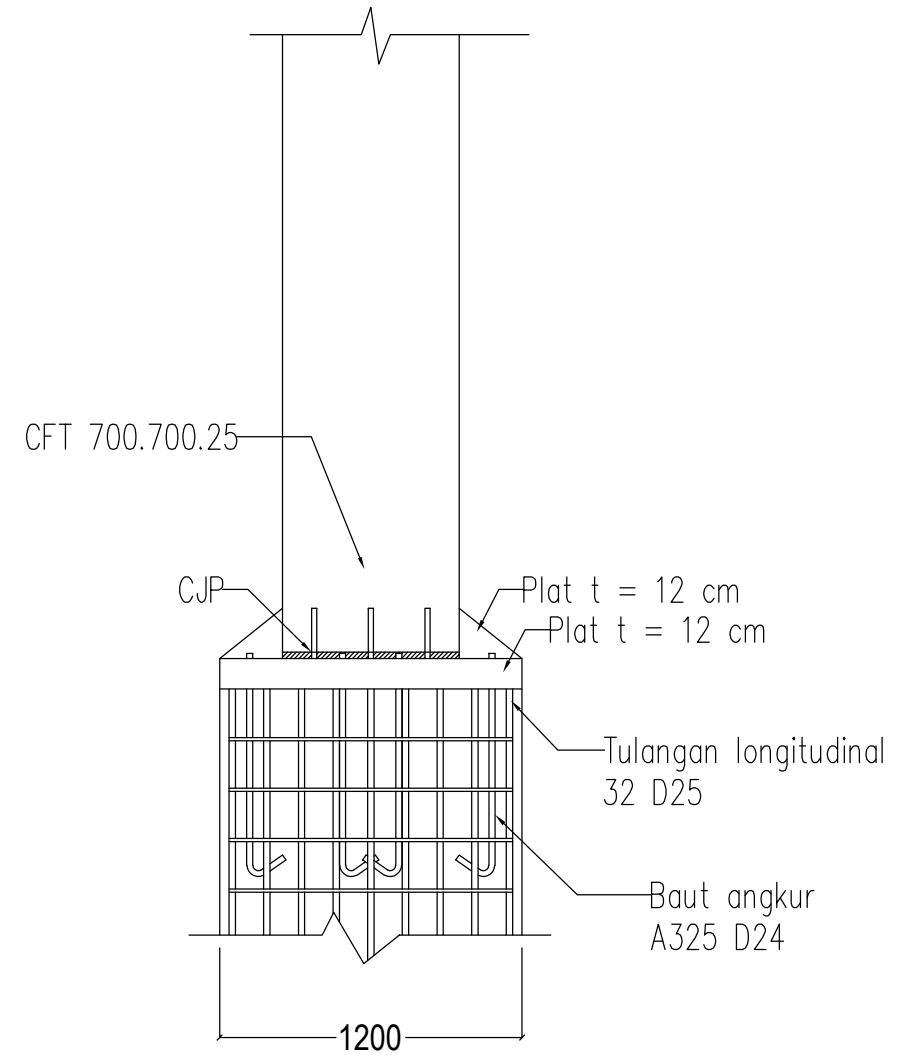
20

JUMLAH

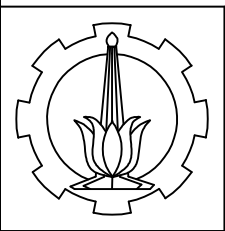
23



Detail Kolom Pedestal 2100 x 1200  
SKALA 1 : 30



Detail Kolom Pedestal 1200 x 1200  
SKALA 1 : 30



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.  
Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

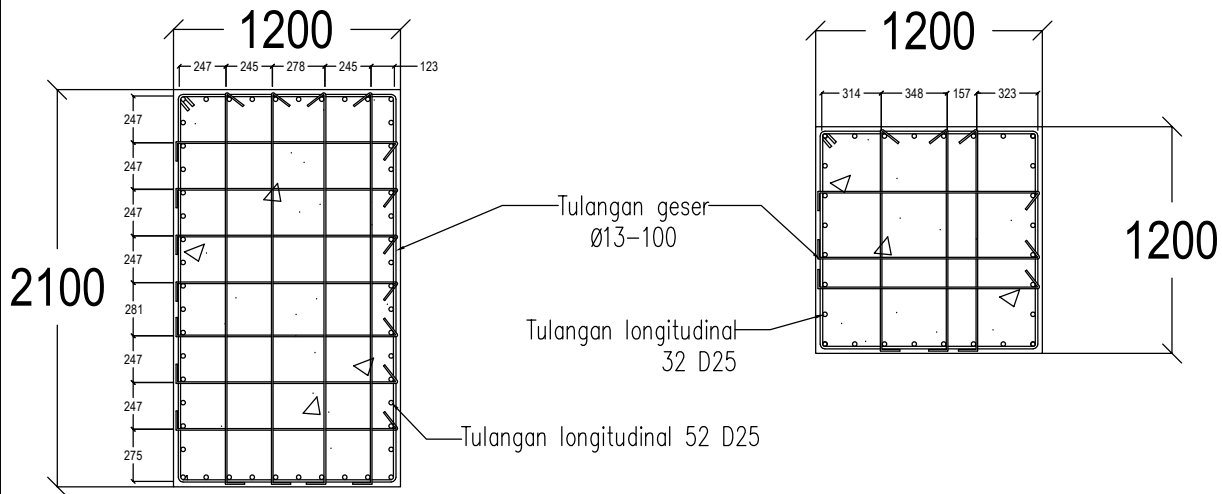
MAHASISWA  
Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146


TUGAS AKHIR  
Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
Promenade Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

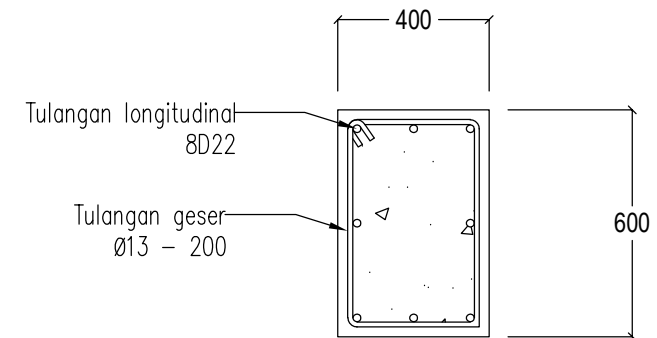
NAMA GAMBAR  
DETAIL KOLOM  
PEDESTAL

NOMOR  
21

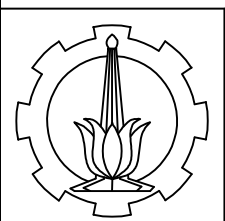
JUMLAH  
23




 Potongan melintang kolom pedestal  
 SKALA 1 : 40




 Potongan melintang sloof  
 SKALA 1 : 20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
 DAN KEBUMIHAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING  
 Budi Suswanto, ST.  
 MT. PhD.  
 Aniendhita Rizki A.  
 ST. MT.

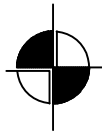
MAHASISWA  
 Lingga Mahesa Prayuko  
 0311154000146

TUGAS AKHIR  
 Modifikasi Perencanaan  
 Struktur Gedung 57  
*Promenade* Menggunakan  
 Struktur Komposit *Concrete  
 Filled Tube* Dengan Sistem  
 Rangka Ganda Berpengaku  
 Bresing Eksentris

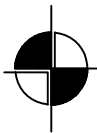
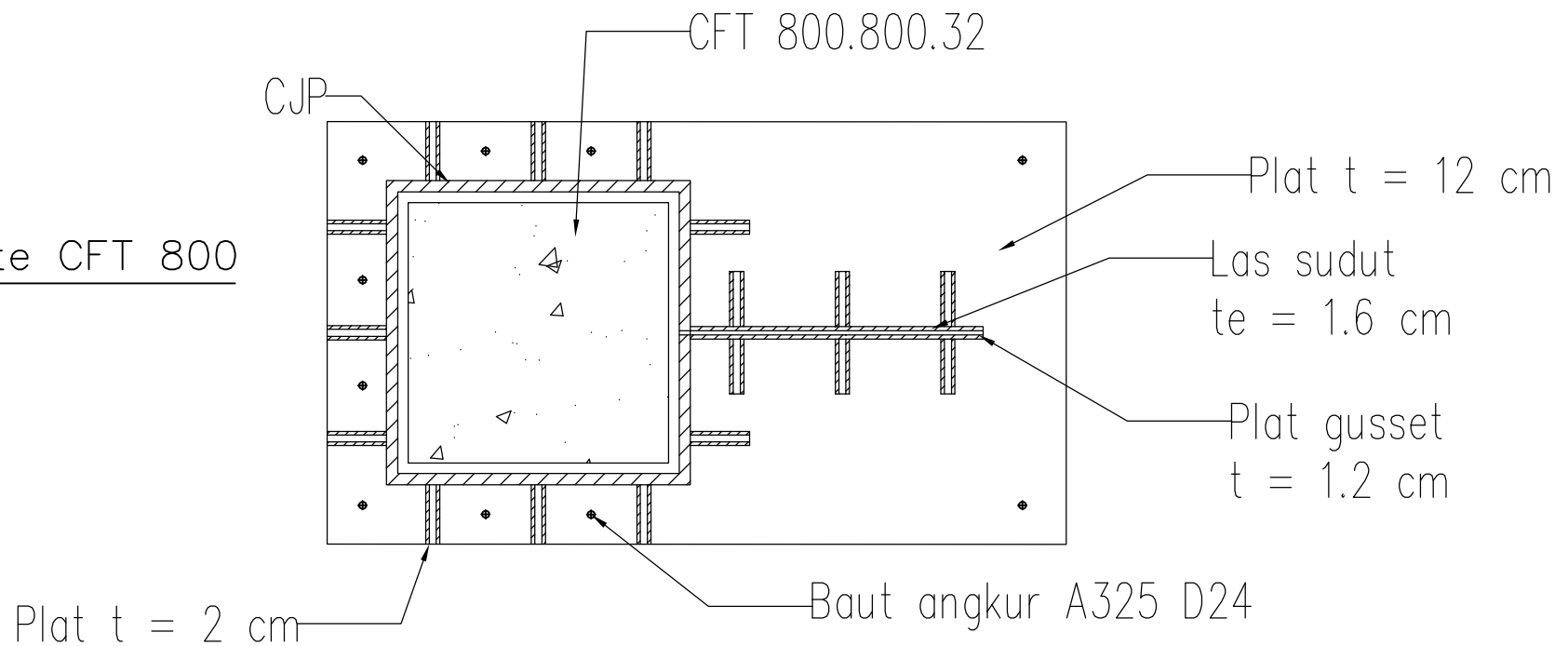
NAMA GAMBAR  
 DETAIL PEDESTAL  
 DAN SLOOF

NOMOR  
 22

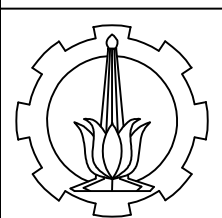
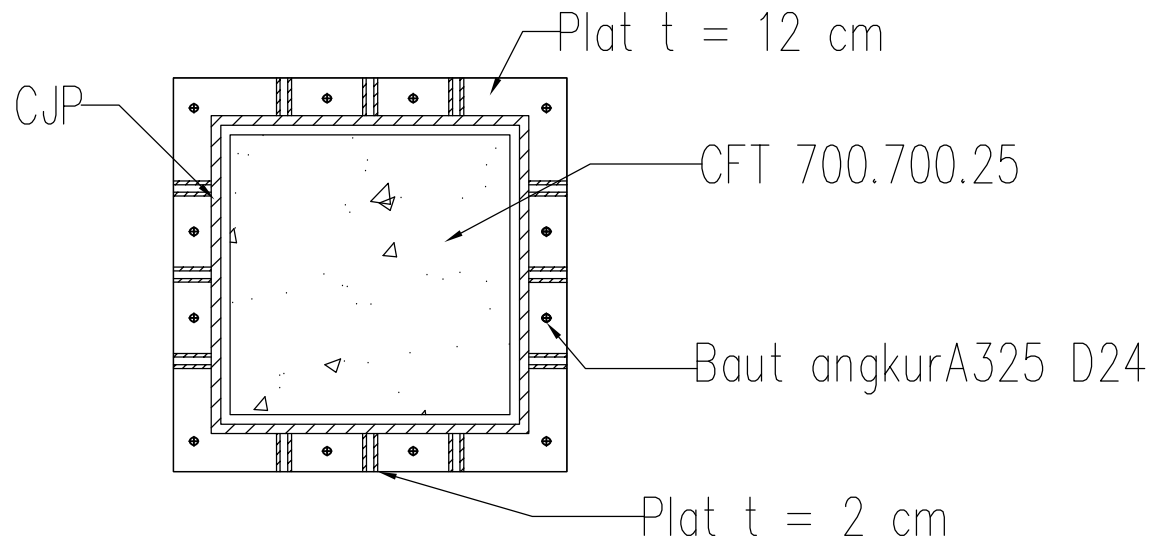
JUMLAH  
 23



Detail Baseplate CFT 800  
SKALA 1 : 20



Detail Baseplate CFT 700  
SKALA 1 : 20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN,  
DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.  
MT. PhD.

Aniendhita Rizki A.  
ST. MT.

MAHASISWA

Lingga Mahesa Prayuko  
03111540000146

TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan  
Struktur Gedung 57  
Promenade Menggunakan  
Struktur Komposit *Concrete  
Filled Tube* Dengan Sistem  
Rangka Ganda Berpengaku  
Bresing Eksentris

NAMA GAMBAR

DETAIL BASEPLATE

NOMOR

23

JUMLAH

23



## **BIODATA PENULIS**

### **Lingga Mahesa Prayuko**



Lahir di Jakarta, tanggal 1 Maret 1997. Merupakan anak kedua dari tiga bersaudara pasangan Eko Cahyono dan Yusti Nuringtiyas. Penulis mengambil Departemen Teknik Sipil (FTSLK – ITS) Surabaya melalui program sarjana dan terdaftar dengan NRP. Dalam menjalani kegiatan di kampus, penulis bergabung dalam berbagai kepanitiaan dan organisasi. Kepanitiaan yang penulis ikuti adalah Civil Expo ITS 2017 (sebagai wakil koordinator teknis),

Civil Expo ITS 2018 (sebagai ketua umum acara), dan lain – lain. Penulis juga tergabung dalam Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS – ITS) sebagai staff departemen khusus pada periode 2016 – 2017 dan kepala departemen khusus pada periode 2017 – 2018.

Narahubung

Email : [linggaprayuko@gmail.com](mailto:linggaprayuko@gmail.com), [lingga0103@yahoo.com](mailto:lingga0103@yahoo.com)