



**FINAL PROJECT - RC 141501**

**REDESIGN OF SURABAYA FAVE HOTEL USING  
PRECAST CONCRETE METHOD IN BEAM AND SLAB  
STRUCTURE ELEMENTS**

**ADITYA CAHYADI  
NRP 3112 106 046**

**SUPERVISOR :  
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA  
Prof. TAVIO, ST.MT.PhD**

**DEPARTEMEN OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2015**



**TUGAS AKHIR - RC 141501**

**MODIFIKASI ULANG HOTEL FAVE SURABAYA  
MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK PADA  
ELEMEN STRUKTUR BALOK DAN PELAT LANTAI**

**ADITYA CAHYADI  
NRP 3112 106 046**

**Dosen Pembimbing :  
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA  
Prof. TAVIO, ST.MT.PhD**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015**

**MODIFIKASI ULANG HOTEL FAVE SURABAYA  
MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK  
PADA ELEMEN STRUKTUR BALOK DAN PELAT  
LANTAI**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Sarjana Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. I GUSTI PRATIWI, S.T., M.T., Ph.D.

Nip. 19500403 197609 003

2. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD

Nip. 19700327 199702 100

**SURABAYA  
JANUARI, 2015**

# **MODIFIKASI ULANG HOTEL FAVE SURABAYA MENGUNAKAN METODE BETON PRACETAK PADA ELEMEN STRUKTUR BALOK DAN PELAT LANTAI**

**Nama Mahasiswa** : Aditya Cahyadi  
**NRP** : 3112106046  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA  
Prof. TAVIO, ST.MT.PHD

## **ABSTRAK**

*Beton pracetak adalah komponen beton yang dicor diluar site atau di pabrik. Kelebihan beton pracetak adalah lebih efektif untuk kawasan yang padat bangunan dibanding dengan struktur cast in place. Secara garis besar beton pracetak mempunyai 3 (tiga) tahapan pelaksanaan, yaitu tahap pembuatan, tahap pengangkatan dan tahap pemasangan. Gedung Hotel Fave Surabaya JawaTimur yang dibangun 13 tingkat dengan cara cor di tempat (cast in place) dalam modifikasi perencanaan ini menggunakan beton pracetak pada balok induk, balok anak dan plat. Sedangkan kolom dan unsur sekunder lain (tangga dan kolom praktis) tetap menggunakan metode cast in place. Sambungan antar elemen pracetak menggunakan tipe sambungan basah dengan sistem overtopping untuk menjamin kesatuan struktur yang cukup kaku dan penyebaran atau distribusi beban hidup vertikal*

*antar komponen pracetak lebih merata. Penambahan dinding geser pada bangunan ini bertujuan untuk merancang ulang bangunan menggunakan Sistem Rangka Gedung, yaitu dengan partisipasi pemikulan pengaruh beban gempa oleh sistem rangka adalah kurang dari 10% dengan mempertimbangkan kompatibilitas struktur. Untuk struktur bangunan bawah direncanakan dengan podasi dalam menggunakan tiang pancang.*

***Kata kunci : beton pracetak; sambungan; sistem rangka gedung; pondasi dalam***

## **REDESIGN OF SURABAYA FAVE HOTEL USING PRECAST CONCRETE METHOD IN BEAM AND SLAB STRUCTURE ELEMENTS**

**Student Name** : Aditya Cahyadi  
**NRP** : 3112106046  
**Major** : Civil Engineering FTSP-ITS  
**Supervisor** : Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA  
Prof. TAVIO, ST.MT.PhD

### **ABSTRACT**

*Precast concrete is concrete components by cast in location outside the site or in the factory. The advantages of precast concrete is more effective in mass area than cast in place structure. Broadly speaking precast concrete has three (3) stages of implementation. The first stage is concrete casting in factory, the second stage is lifting process and the final stage is installation. Fave Hotel Surabaya, built in 13 levels by cast in place, in this modification is used precast concrete in beam and slab members while the column and other secondary elements (stairs and practical columns) is still using cast in place. Connections between precast elements using a wet-type connection with overtopping system to ensure the unity of structure rigidity and evenly distribute vertical live load between precast components. The addition of shear walls on the building aims to redesign the building using Building Frame System. The concept of Building*

*Frame System is the participation of lateral load resistance in frame less then 10% by considering the structure compatibility. And the design of bottom building structure uses pile group foundation.*

***Key Words : precast concrete; connction; building frame system; pile group***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan hidayahNya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Maka dari itu ucapan terima kasih saya sampaikan kepada:

1. Dosen pembimbing, **Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka** dan **Prof. Tavio ST., MT., Ph D** atas bimbingannya sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Dosen wali Ir. Heppy Kristijanto, MS atas bimbingan dan masukannya selama proses perkuliahan.
3. Dosen dan Staff Jurusan Teknik Sipil ITS dalam proses pembelajaran serta bantuannya dalam hal administrasi akademik.
4. Teman-teman mahasiswa/i Jurusan Teknik Sipil FTSP Lintas Jalur ITS yang bersedia memberi masukan dan dukungan.

Tugas akhir ini berjudul "Modifikasi Ulang Hotel Fave Surabaya Menggunakan Metode Beton Pracetak pada Elemen Struktur Balok dan Pelat Lantai" disusun sesuai dengan pedoman pengerjaan Tugas Akhir serta dari berbagai sumber sebagai referensi dalam penulisannya.

Penulis sangat menyadari bahwa banyak kekurangan dalam penyusunan tugas akhir ini, namun penulis berharap tugas akhir ini dapat menjadikan pembelajaran yang sangat berharga khususnya untuk penulis, peneliti dan pembaca.

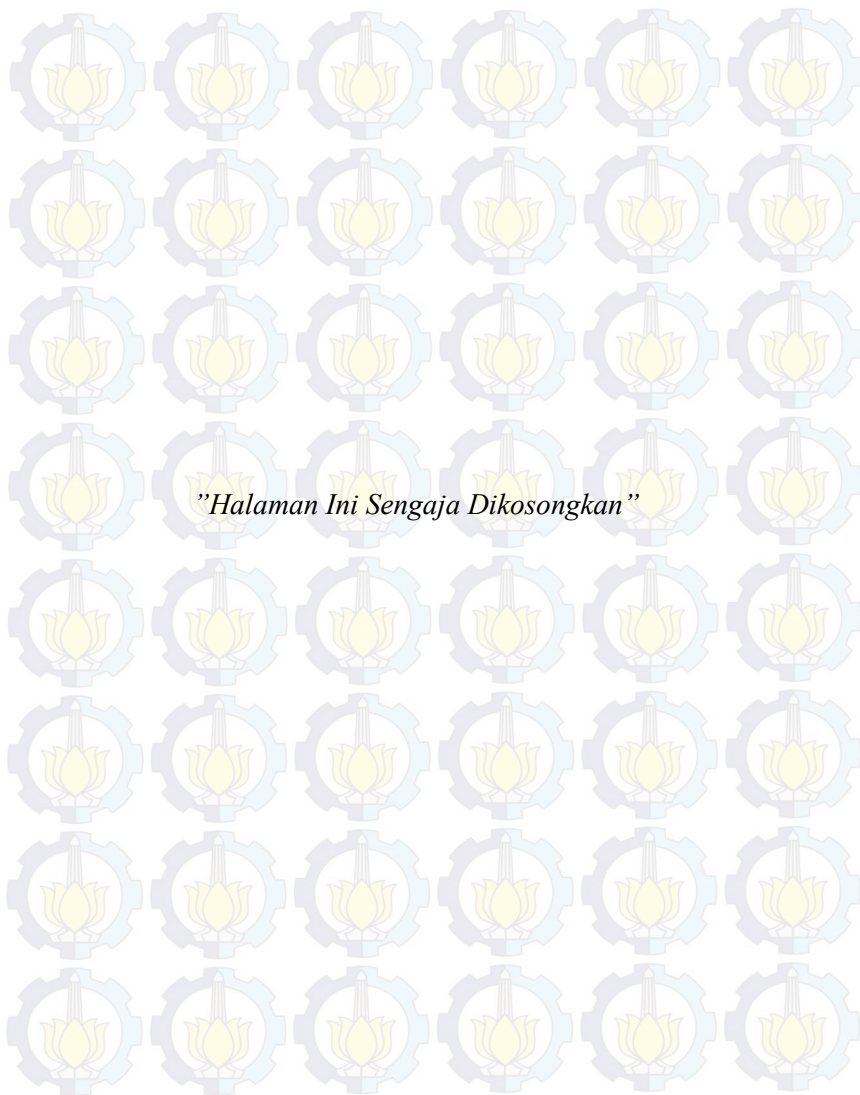
Penulis berharap tugas akhir ini dapat memberikan pembelajaran sebagai sumber referensi yang bermanfaat. Sehingga pada pelaksanaan perencanaan mengenai struktur yang terkait dapat lebih sempurna.

Terima Kasih

Surabaya, 3 Januari 2015

**Aditya Cahyadi**





*"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"*

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xv
DAFTAR TABEL .....	xxi
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.2.1 Permasalahan Utama.....	3
1.2.2 Detail Permasalahan.....	4
1.3 Tujuan Penulisan .....	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Detail Tujuan.....	4
1.4 Batasan Permasalahan .....	5
1.5 Manfaat Penulisan .....	5
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>7</b>
2.1 Tinjauan Umum.....	7
2.2 Analisa Beton Pracetak dengan Beton Konvensional .....	8
2.2.1 Elemen Stuktur Pracetak yang Direncanakan .....	8
2.2.1.1 Pelat.....	8
2.2.1.2 Balok .....	10
2.2.2 Sambungan.....	11

2.3 Perencanaan Beton Pracetak.....	12
2.4 Pembebanan.....	12
2.4.1 Beban-Beban Pada Struktur .....	12
2.4.2 Beban-Beban yang diperhitungkan .....	13
2.5 Sistem Struktur .....	15
2.6 Perencanaan Struktur Atas.....	16
2.6.1 Perencanaan Pelat Lantai.....	16
2.6.2 Perencanaan Balok .....	19
2.6.2.1 Penulangan Lentur.....	19
2.6.2.2 Penulangan Geser dan Torsi .....	21
2.6.3 Perencanaan Komponen terkena beban lentur dan aksial.....	25
2.7 Pondasi .....	26
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>31</b>
3.1 Umum .....	31
3.2 Pembahasan Metodologi.....	32
3.2.1 Identifikasi Masalah .....	32
3.2.2 Studi Literatur.....	32
3.2.3 Pengumpulan Data .....	33
3.2.4 Pembebanan.....	35
3.2.4.1 Beban Hidup.....	35
3.2.4.2 Beban Gempa .....	35
3.2.4.3 Kombinasi Pembebanan .....	35
3.2.5 Analisa Struktur.....	36
3.2.5.1 Analisa Struktur Sekunder.....	36

3.2.5.2 Analisa Struktur Primer.....	36
3.2.6 Perencanaan Struktur Sekunder .....	36
3.2.7 Perencanaan Struktur Primer.....	37
3.2.8 Kontrol Penanganan Elemen Pracetak .....	38
3.2.9 Perencanaan Sambungan.....	38
3.2.10 Perencanaan Pondasi.....	40
3.2.11 Gambar Teknis .....	40
<b>BAB IV PRAELIMINARY DESAIN.....</b>	<b>41</b>
4.1 Data Desain .....	41
4.2 Dimensi Balok.....	41
4.3 Dimensi Pelat Lantai .....	43
4.4 Desain Dimensi Kolom .....	46
4.5 Desain Dimensi Dinding Geser.....	50
<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....</b>	<b>51</b>
5.1 Perencanaan Pelat.....	51
5.1.1 Pembebanan Pelat .....	52
5.1.2 Penulangan Pelat Lantai Tipe A (Satu Arah).....	55
5.1.3 Penulangan Pelat Lantai Tipe B .....	66
5.1.5 Penulangan Stud Pelat Lantai.....	79
5.1.6 Kontrol Lendutan dan Retak .....	81
5.1.7 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat.....	85
5.1.8 Perhitungan Tulangan Angkat.....	86
5.1.9 Resume Perencanaan pelat Lantai.....	92
5.2 Perencanaan Tangga.....	94
5.3 Perencanaan Balok Sekunder .....	108

5.3.1 Perhitungan Pembebanan .....	109
5.3.2 Perhitungan Momen dan Gaya Geser .....	111
5.3.3 Perhitungan Tulangan Lentur .....	112
5.3.4 Perhitungan Tulangan Geser .....	119
5.3.5 Pengangkatan Elemen Balok Anak .....	122
5.4 Perencanaan Balok Lift .....	124
5.4.1 Desain Tulangan Lentur Balok Lift.....	126
<b>BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISIS BEBAN</b>	
<b>GEMPA .....</b>	<b>133</b>
6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan.....	134
6.2 Analisis Beban Gempa .....	137
6.3 Analisa Struktur dengan Program Etabs V9.7.1 .....	147
6.3.1 Permodelan Struktur .....	147
6.3.2 Pembebanan Struktur .....	156
6.3.3 Analisis Options Pada Etabs v.9.7.1 .....	161
6.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur .....	163
6.4.1 Kontrol Waktu Getar Alami .....	164
6.4.2 Kontrol Akhir Base Reaction .....	165
6.4.3 Jumlah Respon Ragam .....	170
6.4.4 Kontrol Sistem Rangka Gedung.....	172
6.4.5 Kontrol Simpangan (Drift) .....	172
6.4.6 Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga.....	174
6.4.7 Kontrol Pengaruh P-Delta .....	176
<b>BAB VII DESAIN STRUKTUR PRIMER.....</b>	<b>179</b>
7.1 Umum.....	179

7.2 Desain Balok Primer .....	179
7.2.1 Pembebanan Balok Primer B1 As 3 ; B-C (40/60) .....	180
7.2.2 Penulangan Lentur Balok Primer B1 As 3 ; B-C .....	182
7.2.3 Penulangan Geser Balok Primer B1 As 3 ; B-C.....	195
7.2.4 Penyaluran Tulangan Momen Negatif Balok Primer B1 As 3 ; B-C.....	196
7.2.5 Pengangkatan Elemen Balok Primer B1 As 3 ; B-C ...	198
7.3 Desain Kolom.....	199
7.4 Desain Dinding Geser .....	205
<b>BAB VIII DESAIN PONDASI.....</b>	<b>221</b>
8.1 Desain Pondasi .....	221
8.2 Desain Tiang Pancang .....	224
8.3 Desain Tiang Pancang Kolom As B-3.....	224
8.3.1 Beban Pada Tiang Pancang.....	225
8.3.2 Tiang Pancang Kelompok .....	228
8.3.3 Kontrol Tebal Poer Kolom.....	230
8.3.4 Desain Penulangan Poer Kolom.....	231
8.3.5 Penulangan Poer .....	232
8.4 Desain Tiang Pancang Kolom As A-3 .....	234
8.4.1 Beban Pada Tiang Pancang.....	235
8.4.2 Tiang Pancang Kelompok .....	237
8.4.3 Kontrol Tebal Poer Kolom.....	239
8.4.4 Desain Penulangan Poer Kolom.....	240
8.4.5 Penulangan Poer.....	241

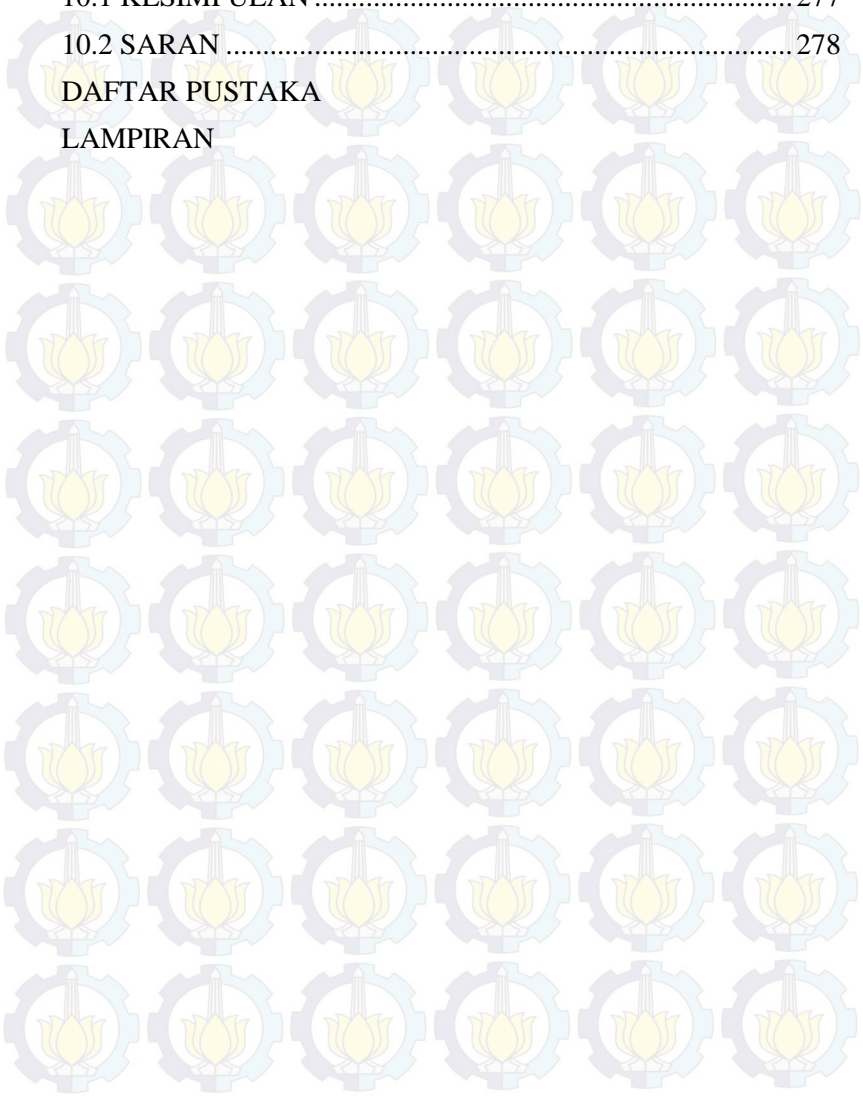
8.5 Desain Pondasi Dinding Geser (SW3) .....	243
8.5.1 Beban Pada Tiang Pancang .....	244
8.5.2 Mencari Titik Berat Poer .....	245
8.5.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	246
8.5.4 Tiang Pancang Kelompok .....	246
8.5.5 Kontrol Tebal Poer Dinding Geser.....	249
8.5.6 Desain Penulangan Poer Dinding Geser SW3 .....	251
8.5.7 Penulangan Poer .....	243
8.6 Desain Pondasi Dinding Geser (SW2) .....	254
8.6.1 Beban Pada Tiang Pancang .....	255
8.6.2 Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	256
8.6.3 Tiang Pancang Kelompok .....	256
8.6.4 Kontrol Tebal Poer Dinding Geser.....	259
8.6.5 Desain Penulangan Poer Dinding Geser SW3 .....	260
8.6.6 Penulangan Poer .....	261
<b>BAB IX DESAIN SAMBUNGAN .....</b>	<b>263</b>
9.1 Desain Sambungan Balok Induk - Balok Anak.....	263
9.1.1 Desain Brakit Pada Balok Induk .....	263
9.1.2 Desain Sambungan Balok Induk-Balok Anak.....	265
9.2 Desain Sambungan Balok – Pelat.....	267
9.3 Desain Sambungan Balok Induk – Kolom .....	268
9.3.1 Desain Brakit pada Kolom .....	269
9.3.2 Desain Sambungan Balok-Kolom .....	273
<b>BAB X KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>277</b>

10.1 KESIMPULAN ..... 277

10.2 SARAN ..... 278

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN





## DAFTAR TABEL

Tabel 4.1 Resume Pendimensian Balok.....	42
Tabel 4.2 Resume Ketebalan Pelat Lantai.....	46
Tabel 5.1 Resume Perencanaan Pelat Lantai 2 s/d 12.....	91
Tabel 5.2 Resume Perencanaan Pelat Atap.....	92
Tabel 5.3 Data Lift.....	124
Tabel 6.1 Beban Pada Lantai Satu.....	132
Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2-12.....	133
Tabel 6.3 Beban Pada Lantai Atap.....	134
Tabel 6.4 Beban Pada Ruang Mesin Lift.....	134
Tabel 6.5 Beban Hidup Pada Setiap Lantai.....	135
Tabel 6.6 Beban Yang Bekerja Pada Tiap Lantai.....	136
Tabel 6.7 Menentukan Kategori Resiko Bangunan.....	137
Tabel 6.8 Menentukan Faktor Utama Gempa.....	137
Tabel 6.9 Menentukan Parameter Percepatan Tanah.....	138
Tabel 6.10 Data N-SPT.....	139
Tabel 6.11 Penentuan Kategori Desain.....	140
Tabel 6.12 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik.....	140
Tabel 6.13 Tabel Perhitungan Spektrum Desain.....	142
Tabel 6.14 Gaya Gempa Tiap Lantai.....	144
Tabel 6.15 Gaya Gempa Tiap Lantai.....	145
Tabel 6.16 Kontrol Periode Struktur.....	163
Tabel 6.17 Nilai Base Reaction RSPX.....	165
Tabel 6.18 Nilai Base Reaction RSPY.....	166

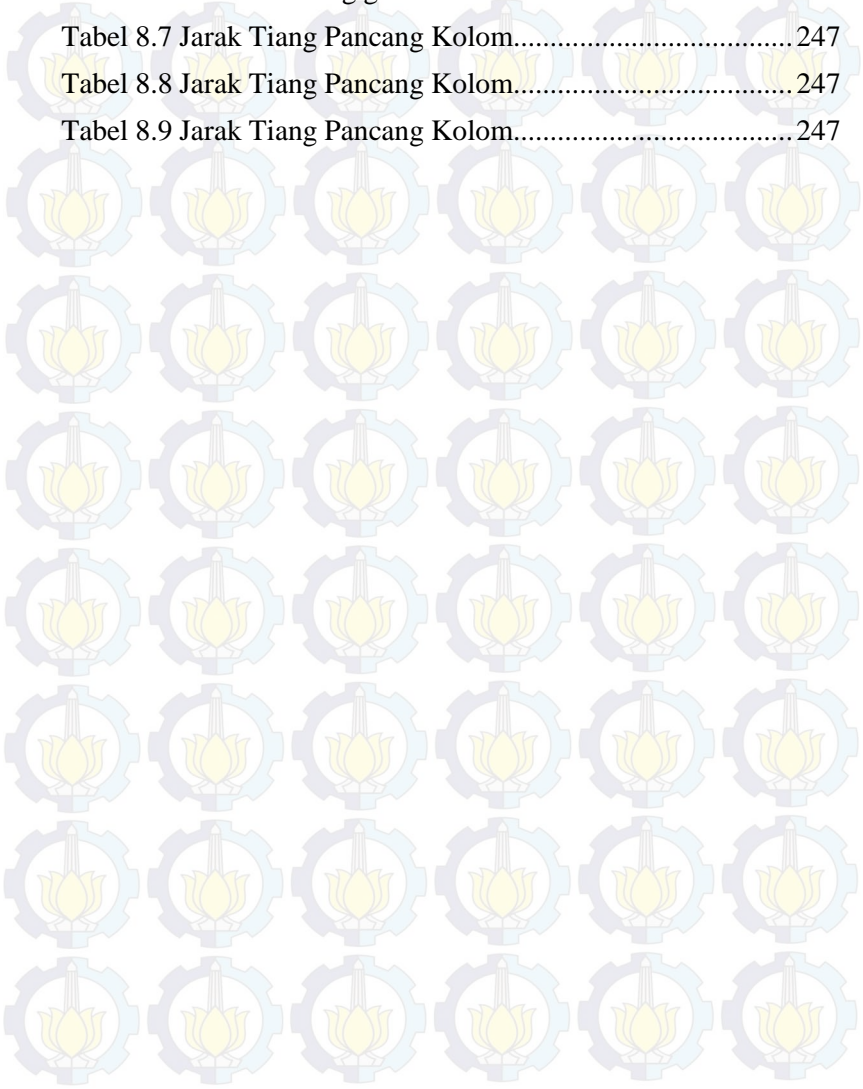
Tabel 6.19 Nilai Akhir Base Reaction .....	166
Tabel 6.20 Gaya Dasar (V) Pada masing masing Arah .....	167
Tabel 6.21 Kontrol Akhir Base Reaction .....	167
Tabel 6.22 Faktor Skala Gempa Dinamik .....	167
Tabel 6.23 Nilai Base Reaction RSPX setelah dikali faktor skala.....	168
Tabel 6.24 Nilai Base Reaction RSPY setelah dikali faktor skala.....	169
Tabel 6.25 Kontrol Akhir Base Reaction .....	168
Tabel 6.26 Jumlah respon Ragam.....	170
Tabel 6.27 Kontrol Rangka Gabungan .....	171
Tabel 6.28 Kontrol Simpangan Arah X.....	172
Tabel 6.29 Kontrol Simpangan Arah Y.....	172
Tabel 6.30 Point Displacement Akibat Beban Spektra Arah X.....	174
Tabel 6.31 Point Displacement Akibat Beban Spektra Arah Y.....	175
Tabel 6.32 Perhitungan Koefisien Stabilitas .....	174
Tabel 7.1 Output Momen Balok Analisis Program .....	179
Tabel 7.2 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom As B-3.....	198
Tabel 7.3 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser SW3.....	205
Tabel 7.4 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding SW3.....	212
Tabel 8.1 Reaksi Kolom As B-3.....	224
Tabel 8.2 Data N-SPT .....	225
Tabel 8.3 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	227
Tabel 8.4 Reaksi dinding geser SWF .....	233
Tabel 8.5 Jarak tiang pancang kolom .....	237

Tabel 8.6 Reaksi dinding geser SW2 ..... 244

Tabel 8.7 Jarak Tiang Pancang Kolom..... 247

Tabel 8.8 Jarak Tiang Pancang Kolom..... 247

Tabel 8.9 Jarak Tiang Pancang Kolom..... 247



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis-jenis penampang pelat pracetak.....	9
Gambar 2.2 Jenis-jenis penampang balok pracetak .....	10
Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	30
Gambar 3.2 Denah Struktur lantai 1 Fave Hotel.....	33
Gambar 3.3 Sambungan Balok-Kolom dengan Menggunakan Sambungan Momen .....	37
Gambar 3.4 Desain Sambungan Diafragma Balok dan Pelat Lantai.....	38
Gambar 3.5 Sambungan balok induk-balok anak ( <i>dapped-end beam</i> ) .....	38
Gambar 4.1 Denah Struktur Hotel Fave Surabaya .....	40
Gambar 4.2 Balok Primer .....	41
Gambar 4.3 Sekunder B2 .....	41
Gambar 4.4 Pelat Lantai Tipe A .....	42
Gambar 4.5 Balok As Joint D-2 .....	43
Gambar 4.6 Balok As Joint 2 A-B .....	44
Gambar 4.7 Denah Struktur Hotel Fave Surabaya .....	47
Gambar 4.8 Daerah Pembebanan Kolom .....	47
Gambar 5.1 Penampang dan Potongan Melintang Plat Lantai Tipe A .....	55
Gambar 5.2 Penampang dan Potongan Melintang Plat Lantai Tipe B .....	66
Gambar 5.3 Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit .....	80
Gambar 5.4 Jarak Tulangan Angkat .....	86

Gambar 5.5 Titik Angkat Pelat Tipe A.....	87
Gambar 5.6 Titik Angkat Pelat Tipe B .....	89
Gambar 5.7 Desain Tangga Lantai Dasar.....	94
Gambar 5.8 Pembebanan Struktur Tangga .....	95
Gambar 5.9 Diagram Gaya Lintang Pada Tangga .....	97
Gambar 5.10 Diagram Momen Pada Tangga .....	98
Gambar 5.11 (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat overtopping, (c) Dimensi balok anak saat komposit .....	108
Gambar 5.12 Lokasi Peninjauan Balok Sekunder B2 As 2 -AB .....	109
Gambar 5.13 Penulangan daerah lapangan : (a) tulangan balok anak sebelum komposit, (b) tulangan balok anak saat overtopping, (c) tulangan balok anak saat komposit .....	119
Gambar 5.14 Momen Saat Pengangkatan Balok .....	123
Gambar 5.15 Momen Balok Lift Kombinasi 1,4 D .....	125
Gambar 5.16 Gaya Geser Balok Lift Kombinasi 1,4 D .....	125
Gambar 6.1 Grafik Respon Spektrum Desain .....	143
Gambar 6.2 Grid System dan Story Data .....	148
Gambar 6.3 Grid System dan Story Data .....	148
Gambar 6.4 Input Properti Pelat .....	149
Gambar 6.5 Input Set Modifier Pelat .....	149
Gambar 6.6 Input Data Balok .....	150
Gambar 6.7 Input Set Modifier Pada Balok .....	150
Gambar 6.8 Input Data Kolom .....	151

Gambar 6.9 Set Modifier Pada Kolom .....	151
Gambar 6.10 Output Penggambaran Pemodelan Struktur .....	152
Gambar 6.11 Mesh Areas Shear Wall .....	153
Gambar 6.12 Pemodelan Shear Wall .....	153
Gambar 6.13 Data Penampang Pier .....	154
Gambar 6.14 Pemodelan Perletakan Struktur .....	155
Gambar 6.15 Define Mass Source .....	156
Gambar 6.16 Kurva respon Spektrum .....	157
Gambar 6.17 Pembebanan Gempa Dinamik Arah X .....	158
Gambar 6.18 Penentuan Beban Kombinasi .....	159
Gambar 6.19 Input Beban Mati Merata Pelat Lantai .....	160
Gambar 6.20 Input Beban Hidup Merata Pelat Lantai .....	160
Gambar 6.21 Diafragma Lantai .....	161
Gambar 6.22 Penentuan Derajat Kebebasan Struktur .....	161
Gambar 6.23 Penentuan Parameter Untuk Analisis dinamik ...	162
Gambar 6.24 Parameter untuk pengaruh P-Delta .....	163
Gambar 6.25 Denah Point Base .....	165
Gambar 6.26 Pembesaran Torsi Tak Terduga .....	174
Gambar 7.1 (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat overtopping, (c) Dimensi balok anak saat komposit .....	179
Gambar 7.2 Lokasi Peninjauan Balok Primer .....	180
Gambar 7.3 Penulangan Balok Primer B1 As 3 B-C Sebelum Komposit .....	186
Gambar 7.4 Penulangan Balok Primer B1 As 3 B-C Saat Overtopping .....	188

Gambar 7.5 Penulangan Balok Primer B1 As 3 B-C Setelah Komposit .....	194
Gambar 7.6 Momen Saat Pengangkatan Balok .....	198
Gambar 7.7 Lokasi Kolom yang akan dianalisis As B-3 .....	200
Gambar 7.8 Penampang Kolom AS B-3 .....	201
Gambar 7.9 P-M Diagram kolom As B-3 .....	201
Gambar 7.10 Penulangan Kolom As B-3 .....	205
Gambar 7.11 Lokasi Dinding Geser SW3 .....	206
Gambar 7.12 Penampang Dinding Geser SWF.....	207
Gambar 7.13 Simpangan arah Y terbesar Dinding.....	212
Gambar 7.14 Pemodelan Dinding SWF dengan program bantu	213
Gambar 7.15 Lokasi Dinding Geser .....	213
Gambar 7.16 Penampang Dinding Geser SWF.....	215
Gambar 7.17 Simpangan arah Y terbesar pada dinding .....	219
Gambar 7.18 Pemodelan dinding SW2 dengan program .....	220
Gambar 8.1 Diagram Interaksi Sloaf .....	223
Gambar 8.2 Letak pondasi kolom yang dianalisis .....	225
Gambar 8.3 Posisi tiang pancang .....	228
Gambar 8.4 Mekanika Beban Poer Kolom.....	232
Gambar 8.5 Letak Pondasi Kolom yang Dianalisis.....	234
Gambar 8.6 Posisi Tiang Pancang.....	237
Gambar 8.7 Mekanika Beban Poer Kolom.....	241
Gambar 8.8 Letak Pondasi dinding geser yang dianalisis .....	243
Gambar 8.9 Desain poer SWF.....	244
Gambar 8.10 Mencari titik berat poer SWF .....	245

Gambar 8.11 Posisi tiang pancang .....	247
Gambar 8.12 Penampang kritis poer Shearwall .....	250
Gambar 8.13 Mekanika beban poer SW3 .....	252
Gambar 8.14 Letak pondasi dinding geser yang dianalisis .....	252
Gambar 8.15 Desain poer SW2.....	253
Gambar 8.16 Posisi tiang pancang .....	255
Gambar 8.17 Penampang kritis poer Shearwall .....	259
Gambar 8.18 Mekanika beban poer SW2.....	261
Gambar 9.1 Sistem Penulangan Konsol Pendek .....	270







*“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”*

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Hotel Fave Ketintang Surabaya merupakan bangunan gedung 13 lantai yang direncanakan dengan metode beton konvensional. Metode beton konvensional, walaupun umum dipakai dalam pembangunan gedung, saat ini memiliki banyak kekurangan. Pertama, waktu pelaksanaan pekerjaan relatif lama terkait dengan pembukaan elemen bekisting beton yang berkisar 21 – 28 hari. Kedua, proses pengecoran di lapangan sangat bergantung pada kondisi cuaca sehingga sering terjadi penundaan pekerjaan yang mempengaruhi waktu penyelesaian proyek. Ketiga, kualitas beton sulit untuk di kontrol sehingga seringkali mutu beton tidak seragam. Keempat, jumlah tenaga kerja yang dibutuhkan relatif banyak sehingga biaya di sektor SDM (sumber daya manusia) cukup tinggi. Kelima, pemakaian bekisting sebagai media untuk mencetak beton menghasilkan banyak *waste material* terutama pada bekisting yang berbahan kayu.

Berdasarkan hal di atas, maka diperlukan desain alternatif yang dapat menutupi kekurangan pada metode beton konvensional, yaitu dengan menggunakan sistem beton pracetak. Sistem beton pracetak memiliki banyak kelebihan dibandingkan dengan sistem beton konvensional. Pertama, Beton pracetak adalah beton yang dicor dan dicetak di pabrik atau di dekat lokasi proyek. Karena proses pembuatannya di pabrik (pengawasan ketat), kualitas/mutu pekerjaan dari beton pracetak dapat terjaga dengan baik dan seragam (Wulfram I Ervianto, 2007). Kedua, waktu pengerjaan sistem pracetak relatif lebih cepat dari sistem konvensional terutama pada bangunan yang tidak memiliki banyak variasi pada elemen strukturalnya. Ketiga, pengerjaan sistem pracetak tidak bergantung pada cuaca karena proses pengecoran dilakukan di

pabrik. Ketiga, sistem pracetak tidak memerlukan bekisting di lapangan sehingga tidak terdapat *waste material* akibat penggunaan bekisting. Keempat, pada proses pengerjaan di lapangan tidak memerlukan banyak tenaga kerja sehingga biaya di sektor SDM (sumber daya manusia) dapat dikurangi.

Sistem Pracetak, disamping memiliki berbagai kelebihan, juga memiliki karakteristik yang menjadi prasyarat agar penerapan sistem ini dapat digunakan secara maksimal karena tidak semua tipe bangunan dapat diterapkan sistem pracetak. Pertama, secara umum penggunaan metode beton pracetak menuntut repetisi yang tinggi pada elemen struktur (A.S.G Bruggelling dan G.F.Huyghe, 1991). Hal ini berkaitan dengan efektifitas dari pemasangan elemen pracetak di lokasi. Dengan demikian, variasi elemen struktur sebisa mungkin dibatasi (tipikal). Kedua, sistem pracetak belum bisa diterapkan pada bangunan di daerah zona gempa tinggi terkait dengan sistem sambungan yang masih belum bisa dijamin kekakuannya. Maka, sistem pracetak pada saat ini idealnya hanya bisa diterapkan pada bangunan gedung yang terletak di zona gempa rendah sampai zona gempa menengah.

Kemudian pada tahap perencanaan, terdapat beberapa hal mendasar yang harus diperhatikan pada metode ini. Pertama, metode beton pracetak didesain dengan menganggap struktur bersifat bersifat monolit (cor di tempat) atau sama dengan beton konvensional. Metode desain seperti ini disebut pendekatan desain emulasi (C.E.Warnes, 1992). Dengan pendekatan ini, konsep desain kapasitas yang biasa digunakan pada perancangan struktur beton konvensional dapat digunakan dalam perancangan struktur beton pracetak. Desain kapasitas ini dapat tercapai dengan menerapkan aturan *strong column-weak beam* yang mengharapkan kelelahan pada balok terjadi terlebih dahulu sebelum terjadi kelelahan pada kolom. Oleh karena itu, sambungan antar elemen struktur (balok-kolom) menjadi bagian yang sangat penting dalam mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Dengan demikian, perencanaan sambungan (tipe, kekuatan dan

penempatan) yang tidak direncanakan dengan baik dapat mempengaruhi stabilitas struktur sehingga memungkinkan terjadinya keruntuhan yang prematur (Elly Tjahjono dan Heru Purnomo, 1997). Kedua, pada beton pracetak, kekuatan beton harus dikontrol terhadap tahapan-tahapan yang dilalui beton sebelum terpasang di tempatnya. Tahapan tersebut adalah tahap produksi dan setelah produksi. Pada tahap produksi, fabrikasi beton (*casting*, *cast* dan *curing*) dikerjakan di pabrik. Kemudian tahap setelah produksi adalah tahap penanganan (*handling*), penyimpanan (*storage*), penumpukan (*stacking*), pengiriman (*transport*) dan tahap pemasangan di lapangan (*site erection*). Tahapan-tahapan ini sangat penting karena dapat mempengaruhi mutu dan perilaku elemen pracetak sebelum terpasang di lapangan. Jika perencanaan elemen pracetak tidak dikontrol terhadap tahapan-tahapan tersebut dengan baik dapat menyebabkan kegagalan pada elemen pracetak sebelum terpasang di lapangan.

Berdasarkan pemaparan di atas, perencanaan gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya dengan menggunakan sistem pracetak adalah pilihan yang tepat. Mengapa harus menggunakan pracetak? Karena disamping memiliki kelebihan di banding dengan sistem beton konvensional, struktur bangunan gedung Hotel Fave sangat memungkinkan untuk didesain dengan sistem pracetak karena memenuhi kriteria yang sudah di jelaskan di atas. Yaitu memiliki elemen struktur yang tipikal (tidak banyak variasi) dan terletak di kota surabaya yang merupakan daerah zona gempa menengah.

## **1.2 Perumusan Masalah**

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

Bagaimana merencanakan gedung Hotel Fave Ketintang dengan menggunakan metode beton pracetak?

### **1.2.2 Detail Permasalahan**

1. Bagaimana merencanakan gedung Hotel Fave dengan metode beton pracetak pada elemen struktur balok dan pelat?
2. Bagaimana merencanakan dan memperhitungkan elemen beton pracetak yang dipengaruhi oleh tahapan-tahapn (proses) yang dilalui beton pracetak tersebut sebelum terpasang di lokasi (erection)?
3. Bagaimana merencanakan sambungan pada elemen struktur pracetak pada gedung Hotel Fave Ketintang?
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar teknik?

### **1.3 Tujuan Penulisan**

#### **1.3.1 Tujuan Utama**

Merencanakan struktur gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya dengan menggunakan metode beton pracetak.

#### **1.3.2 Detail Tujuan**

1. Merencanakan struktur gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya dengan menggunakan metode beton pracetak pada elemen struktur balok dan pelat.
2. Merencanakan elemen beton pracetak yang dipengaruhi oleh tahapan-tahapan yang dilalui beton pracetak tersebut sebelum terpasang di lokasi.
3. Merencanakan sambungan pada struktur beton pracetak yang mendekati sambungan pada beton konvensional (monolit).
4. Menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik.

### **1.4 Batasan Permasalahan**

1. Komponen struktur yang menggunakan pracetak adalah pelat dan balok
2. Tidak meninjau biaya dan metode pelaksanaan konstruksi
3. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, kelistrikan dan sanitasi.
4. Tidak meninjau masalah perubahan volume akibat perubahan temperatur, creep, dan shrinkage pada beton.
5. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS 9.07

### **1.5 Manfaat Penulisan**

1. Manfaat untuk masyarakat/pembaca:  
Pembaca dapat mengetahui adanya desain beton pracetak yang memiliki banyak kelebihan dibanding dengan desain beton konvensional.
2. Manfaat untuk dunia teknik sipil:  
Sebagai tambahan referensi dalam perencanaan gedung bertingkat dengan metode beton pracetak sehingga metode ini lebih banyak digunakan dan diaplikasikan pada tipe bangunan gedung yang sesuai (memenuhi kriteria ideal desain pracetak).
3. Manfaat untuk penulis:  
Mengetahui dan memahami bagaimana cara merencanakan struktur gedung bertingkat dengan menggunakan metode beton pracetak.



*Halaman Ini Sengaja Dikосongkan*

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Umum

Teknologi beton pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (*off-site fabrication*), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (*pre-assembly*), dan selanjutnya dipasang di lokasi (*installation*). Dengan demikian, sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi beton monolit pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan oleh metoda pelaksanaan dari fabrikasi, dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen (*joint*). Beberapa prinsip beton pracetak tersebut dipercaya dapat memberikan manfaat lebih dibandingkan beton monolit antara lain terkait dengan pengurangan waktu dan biaya, serta peningkatan jaminan kualitas, keandalan, produktivitas, kesehatan, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, *reusability*, *lingkungan*, *koordinasi*, *inovasi*, *reusability*, serta *relocatability* (Gibb, 1999).



## 2.2 Analisis beton pracetak dengan beton konvensional

Pada dasarnya dalam merencanakan beton pracetak maupun konvensional adalah sama. Metode beton pracetak didesain dengan menganggap struktur bersifat monolit (cor di tempat) atau sama dengan beton konvensional. Metode desain seperti ini disebut pendekatan desain emulasi (C.E.Warnes, 1992).

Adapun perbedaannya adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan saat umur beton belum mencapai 24 jam. Pada kondisi ini (saat pengangkatan) apakah beton akan mengalami *crack* atau tidak sehingga diperlukan analisa desain tersendiri.
2. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan di *stock yard*, pengiriman, dan saat pemasangan di proyek.
3. Pada desain pracetak diperlukan desain sambungan antar elemen.

### 2.2.1 Elemen Struktur Pracetak yang Direncanakan

#### 2.2.1.1 Pelat

Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa. Pada waktu pengangkutan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah

komposit. Untuk pelat pracetak (*precast slab*), ada beberapa jenis yang umum digunakan yaitu :



Gambar 2.1: Jenis-jenis penampang pelat pracetak  
 Sumber: PCI 6 Edition

#### 1. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inci hingga 15 inci.

#### 2. Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slabs*)

Adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet.

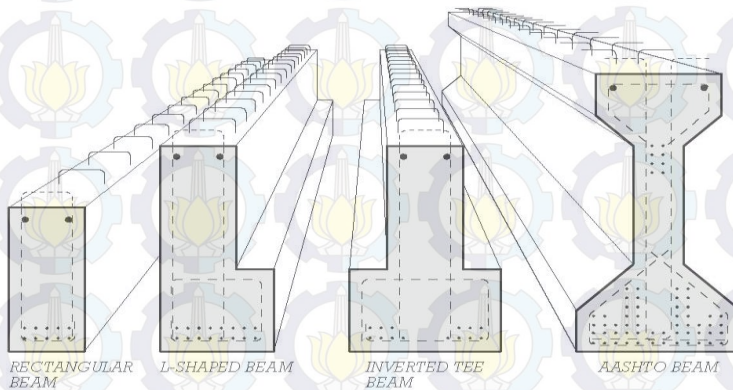
Dalam tugas akhir ini plat pracetak tanpa lubang yang akan digunakan.

### 3. Pelat pracetak *Double Tees dan Single Tee*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.

#### 2.2.1.2 Balok

Balok memikul beban pelat dan berat sendiri. Selain itu, balok juga berfungsi untuk memikul beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk balok pracetak (*Precast Beam*), terdapat beberapa jenis balok yang digunakan seperti *Rectangular Beam*, *L-Shaped Beam*, *Inverted T Beam* dan *I Beam*.



Gambar 2.2: Jenis-jenis penampang balok pracetak

## 2.2.2 Sambungan

Dalam perencanaan struktur dengan beton pracetak, hal yang menjadi perhatian utama adalah sambungan. Selain berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang bekerja, sambungan juga berfungsi menyatukan masing-masing komponen beton pracetak menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya.

Secara umum jenis sambungan antar komponen dapat dikategorikan menjadi 2 kelompok sebagai berikut:

### 1. Sambungan kering (*dry connection*)

Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau dilas. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.

### 2. Sambungan basah (*wet connection*)

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat.

### 2.3 Perencanaan Beton Pracetak

Ketentuan perencanaan beton pracetak mengacu pada SNI Beton 2847:2013 pasal 16. Adapun hal-hal yang harus diperhatikan berdasarkan peraturan tersebut adalah sebagai berikut:

1. Distribusi gaya diantara komponen struktur
2. Desain komponen struktur
3. Integritas struktur
4. Desain sambungan dan tumpuan

### 2.4 Pembebanan

#### 2.4.1 Beban-Beban Pada Struktur

##### 1. Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur. Beban statis juga diasosiasikan dengan beban-beban yang secara perlahan lahan timbul serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap (*steady states*). Dengan demikian, jika suatu beban mempunyai perubahan intensitas yang berjalan cukup perlahan sedemikian rupa sehingga pengaruh waktu tidak dominan, maka beban tersebut dapat dikelompokkan sebagai beban statik (*static load*). Deformasi dari struktur akibat beban

statik akan mencapai puncaknya jika beban ini mencapai nilainya yang maksimum. Beban statis pada umumnya dapat dibagi lagi menjadi beban mati, beban hidup, dan beban khusus, yaitu beban yang diakibatkan oleh penurunan pondasi atau efek temperatur.

## 2. Beban Dinamis

Beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (unsteady-state) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat. Yang termasuk dalam beban dinamik ini adalah seperti beban akibat getaran gempa / angin.

### 2.4.2 Beban-Beban yang diperhitungkan

Dalam perencanaan struktur gedung ini, beban yang bekerja adalah beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup serta beban lateral berupa beban gempa.

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

Berdasarkan SNI-1728-2013 yang dimaksud dengan beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak

terpisahkan dari gedung tersebut. Semua metode untuk menghitung beban mati suatu elemen adalah didasarkan atas peninjauan berat satuan material yang terlihat dan berdasarkan volume elemen tersebut. Beban-beban yang dipakai tersebut mengacu pada PPIUG 1983.

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

Berdasarkan SNI-1728-2013 yang dimaksud dengan beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/atau beban akibat air hujan pada atap. Beban hidup yang dipakai mengacu pada PPIUG 1983.

## 3. Beban Gempa

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

## 2.5 Sistem Struktur

Sebelum menghitung struktur bangunan, SNI 1726-2012 mensyaratkan untuk menentukan sistem bangunan terlebih dahulu yang nantinya akan dipakai dalam pembahasan sub bab perencanaan struktur selanjutnya dan berikut adalah langkah-langkah menentukan sistem struktur bangunan antara lain :

1. Menentukan nilai  $S_s$  dan  $S_1$
2. Menentukan kelas situs berdasarkan data tanah yang ada.
3. Menentukan koefisien lokasi  $F_a$  dan  $F_v$
4. Menghitung nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$
5. Menghitung  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$
6. Menentukan kategori resiko bangunan
7. Menentukan kategori desain gempa (KDG)
8. Dengan memakai data  $S_{DS}$  dan Kategori desain gempa didapat sistem bangunan yang dipakai.

## 2.6 Perencanaan Struktur Atas

### 2.6.1 Perencanaan Pelat Lantai

Tebal minimum pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya dengan dengan  $\frac{L_y}{L_x} < 2$  maka harus memenuhi ketentuan sebagai berikut (SNI 2847:2013, Pasal 9.5.3.3) :



- Untuk  $\alpha m \leq 0,2$ , harus memenuhi ketentuan (SNI 2847:2013, tabel 9.5(c)) dan tidak boleh kurang dari nilai berikut:

Pelat tanpa panel drop (*drop panels*)  $> 125$  mm

Pelat dengan panel drop (*drop panels*)  $> 100$  mm

- Untuk  $0,2 < \alpha m < 2,0$ , ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha f m - 0,2)} > 125 \text{ mm.} \quad \text{Rumus2-1}$$

- Untuk  $\alpha m > 2,0$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm}$$

Rumus2-2

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha_{fn}}{n}$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha f = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} > 1 \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 13.3.6}) \quad \text{Rumus2.3}$$

Dimana :

$E_{cb}$  = modulus elastisitas balok beton

$E_{cp}$  = modulus elastisitas pelat beton

$I_b$  = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

$I_p$  = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

Dalam buku Disain Beton Bertulang, oleh Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon jilid 2 disebutkan bahwa:

- $\alpha_m \leq 0.375$  sebagai pelat tanpa balok tepi
- $0.375 \leq \alpha_m \leq 1.875$  sebagai pelat dengan balok tepi yang fleksibel
- $\alpha_m > 1.875$  sebagai pelat tanpa balok tepi yang kaku

Perhitungan momen – momen yang terjadi pada pelat berdasarkan Peraturan Beton Bertulang Indonesia tahun 1971 (PBBI 1971) adalah sebagai berikut :

Jika pelat terjepit penuh pada ke-empat sisinya;

$$M_{lx} = +0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

$$M_{ly} = +0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

$$M_{tx} = - 0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

$$M_{ty} = - 0,001 \times q \times l_x^2 \times X$$

(dimana harga X bisa dilihat pada *Tabel 13.3.1, PBBI 1971*)

### Penulangan pelat

1. Rasio penulangan:

- Rasio penulangan minimum plat :  $\rho_{\min} = 0,0018$

- Perhitungan  $\rho$  balance dan  $\rho$  max berdasarkan SNI 2847:2013

Pasal B.8.4.2

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Rumus 2-4

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

Rumus 2-5

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

Rumus 2-6

2. Kontrol jarak spasi tulangan. (SNI 2847:2013, Pasal 7.6.5)

$$S_{\max} < 3 \times h$$

$$S_{\max} < 450 \text{ mm}$$

3. Kontrol tulangan susut dan suhu.

Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014. (SNI 2847:2013, Pasal 7.12-2-1)

1. Kontrol jarak spasi tulangan susut dan suhu.

$$S < 5h \text{ atau } 450\text{mm. (SNI 2847:2013,, Pasal 7.12-2.2)}$$

2. Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) \quad (\text{SNI-2847-2013})$$

Rumus 2-7

$$f_s = \frac{2}{3} f_y$$

Rumus 2-8

3. Penulangan Pelat Sebelum Komposit Akibat

Pengangkatan

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai “*PCI Handbook, 6<sup>th</sup> Edition*” berdasarkan empat titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

*Rumus 2-9*

## 2.6.2 Perencanaan Balok

### 2.6.2.1 Penulangan Lentur

Kriteria perencanaan lentur adalah  $\phi M_n \geq M_u$  dimana :

$\phi$  = adalah faktor reduksi kekuatan = 0,9 (SNI 2847-2013, Pasal 9.3.2.7)

$M_n$  = kuat momen nominal penampang

$M_u$  = momen terfaktor yang ditahan oleh penampang tersebut

Untuk menghitung momen pada pelat, maka digunakan tabel. (PBI 71)

Untuk mencari tulangan perlu, maka menggunakan :

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{SNI:2847-2013, Pasal$$

B.8.4.2)

*Rumus 2-10*

dimana :

$\rho_b$  = rasio tulangan berimbang

$\beta_1 = 0,85$  untuk  $f_c' \leq 28$  Mpa

Nilainya berkurang 0,05 untuk setiap kenaikan 7 MPa dari  $f_c' \geq 28$  MPa (SNI 03-2847-2013, pasal 12-2.7)

$f_c'$  = Kuat tekan beton yang disyaratkan, Mpa

$f_y$  = tegangan leleh baja, Mpa

Rasio tulangan maksimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal B.10.3.3})$$

*Rumus 2-11*

Rasio tulangan minimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ dan } \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 10.5.1})$$

*Rumus 2-12*

dengan :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

*Rumus 2-13*

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

*Rumus 2-14*

Maka didapatkan :

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

*Rumus 2-15*

Menentukan luas tulangan ( $A_s$ ) dari  $\rho$  yang didapatkan :

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

*Rumus 2-16*

Dengan spasi antar tulangan :

- tulangan utama harus berjarak bersih minimum sebesar db
- atau  $\geq 25$  mm (SNI 2847-2013, Pasal 7.6.1)

### 2.6.2.2 Penulangan Geser dan Torsi

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 11.1.1})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Rumus 2-17}$$

dimana :

$V^u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V^n$  = kuat geser nominal

$V^c$  = kuat geser beton

$V^s$  = kuat geser nominal tulangan geser

Perencanaan penampang terhadap torsi :

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 11.5.3.5})$$

*Rumus 2-18*

Tulangan sengkang untuk puntir :

$$T_n = \frac{2.A_o.A_t.f_y}{s} \cot \theta \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 11.5.3.6})$$

*Rumus 2-19*

dimana :

$T_u$  = momen torsi terfaktor

$T_n$  = kuat momen torsi

$T_c$  = kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

$T_s$  = kuat momen torsi nominal tulangan geser

$A_o$  = luas bruto yg dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm<sup>2</sup>

### 1. Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan bila :

$$T_u \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 11.5.1})$$

*Rumus 2-20*

Untuk struktur statis tak tentu, harga  $T_u$  boleh diambil sebesar :

$$T_u \leq \phi 0.33 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (\text{SNI 2847-2013, Pasal 11.5.2-2})$$

*Rumus 2-21*

## 2. Kontrol Penampang

Penampang menurut SNI 2847-2013, pasal 11.5.3, dikatakan cukup bila :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \times \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + \frac{2\sqrt{f_c'}}{3}\right)$$

(SNI 2847-2013, pasal 11.5.3.(1.a))

*Rumus 2-22*

## 3. Tulangan Senggang Torsi

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \times 2A_o \times f_y \times t \times \cot \alpha}$$

*Rumus 2-23*

dimana :  $\alpha = 45^\circ$  dan  $\cot \alpha = \frac{1}{\tan \alpha}$

Sehingga senggang untuk menahan geser dan torsi adalah sebagai berikut:

$$\frac{A_v}{s} + \frac{2 \times A_t}{s}$$

*Rumus 2-24*

Sedangkan tulangan senggang minimum :



$$A_v + 2At = 0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w S}{f_{yv}} \geq \frac{b_w S}{f_{yv}} \quad (\text{SNI 2847-2013, pasal 11.5.5.2})$$

*Rumus 2-25*

#### 4. Tulangan Torsi Longitudinal

$$A_l = \frac{A_l}{s} \times p_h \times \left( \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \times \cot^2 \alpha \quad (\text{SNI 2847-2013, pasal 11.5.3.7})$$

11.5.3.7)

*Rumus 2-26*

Minimum tulangan torsi memanjang :

$$A_{l(\min)} = \frac{0.42\sqrt{f'c'} \times A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{At}{s} \right) \times p_h \times \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (\text{SNI 2847-2013, pasal 11.5.5.3})$$

(SNI 2847-2013, pasal 11.5.5.3)

dengan  $\frac{A_l}{s} \geq \frac{0.175b_w}{f_{yv}}$

*Rumus 2-28*

### 2.6.3 Perencanaan Komponen terkena beban lentur dan aksial

Perencanaan kolom dilakukan melalui pengecekan momen dan beban aksial yang bekerja pada penampang terhadap diagram interaksi P-M yang diperoleh dari penampang yang telah ditentukan dimensi serta tulangnya. Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom tersebut bila diplotkan ternyata berada dalam diagram interaksi dari kolom yang dibuat maka beban tersebut dapat dipikul oleh kolom. Begitu juga sebaliknya apabila suatu kombinasi beban tersebut ada di luar diagram maka kapasitas kolom tidak memenuhi.

#### 1. Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 11.2-1.2})$$

*Rumus 2-29*

$$\frac{N_u}{A_g} \quad (\text{dalam Mpa})$$

Spasi maksimum sengkang di daerah tumpuan (sepanjang  $l_o$ ) dan di lapangan mengacu pada SNI 2847:2013, pasal 21.3.5.2

## 2.7 Pondasi

Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang aman, ekonomis dan efisien.

### Kemampuan Tiang Pancang

Kemampuan tiang pancang dalam menahan beban luar ditentukan berdasarkan dua keadaan yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

#### 1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Tes* (SPT). Wika memodifikasi perumusan dari mayerhof untuk menghitung daya dukung tiang pancang tunggal seperti ditunjukkan pada *Rumus 2-30*.

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} \quad \text{Rumus 2-30}$$

Dimana :

$Q_{ult}$  = Daya dukung tiang *ultimate* (Ton)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$N_p$  = Nilai SPT didasar tiang sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang  
(D = Diameter tiang pancang)

$N_{av}$  = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang dengan nilai  $3 \leq$

$N \leq 50$

(N = Nilai SPT)

## 2. Daya Dukung Tiang Pancang dalam Kelompok

Dalam menentukan besarnya gaya yang bekerja pada satu tiang pancang dalam kelompok tiang ditentukan berdasarkan

$$P_i = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_{xo} \cdot X_{max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{yo} \cdot X_{max}}{\sum D_{xi}} \quad \text{Rumus 2-31}$$

Dimana :

$P_i$  = Gaya aksial satu tiang pancang (Ton)

$\sum V_o$  = Jumlah beban vertikal (Ton)

$n$  = Jumlah tiang pancang

$M_{xo}$  = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu x  
(Tonm)

$M_{yo}$  = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu y (Tonm)

$D_{xi}$  = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu x

$D_{yi}$  = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu y

$X_{max}$  = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

$Y_{max}$  = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

Dari gaya aksial  $P_i$  yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada

$$P_{max} \leq Q_d = Q_{ult} / SF \quad \text{Rumus 2-32}$$

Dimana :

$P_{max}$  = Gaya aksial  $P_i$  yang maksimum (Ton)

$Q_d$  = Daya dukung ijin (Ton)

$Q_{ult}$  = Daya dukung tiang *ultimate* (Ton)

$SF$  = faktor keamanan sebesar 2

Daya dukung satu tiang pancang dalam kelompok tersebut harus dikalikan suatu faktor efisiensi yang ditentukan berdasarkan

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad \text{Rumus 2-33}$$

Dimana :

$E_k$  = Faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok

$D$  = Diameter tiang pancang (m)

$S$  = Jarak tiang pancang terkecil (m)

$n$  = Jumlah tiang pancang dalam baris

$m$  = Jumlah tiang pancang dalam kolom

### 3. Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

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

- Tiang dengan kepala tidak tertahan
- Tiang dengan kepala tertahan

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

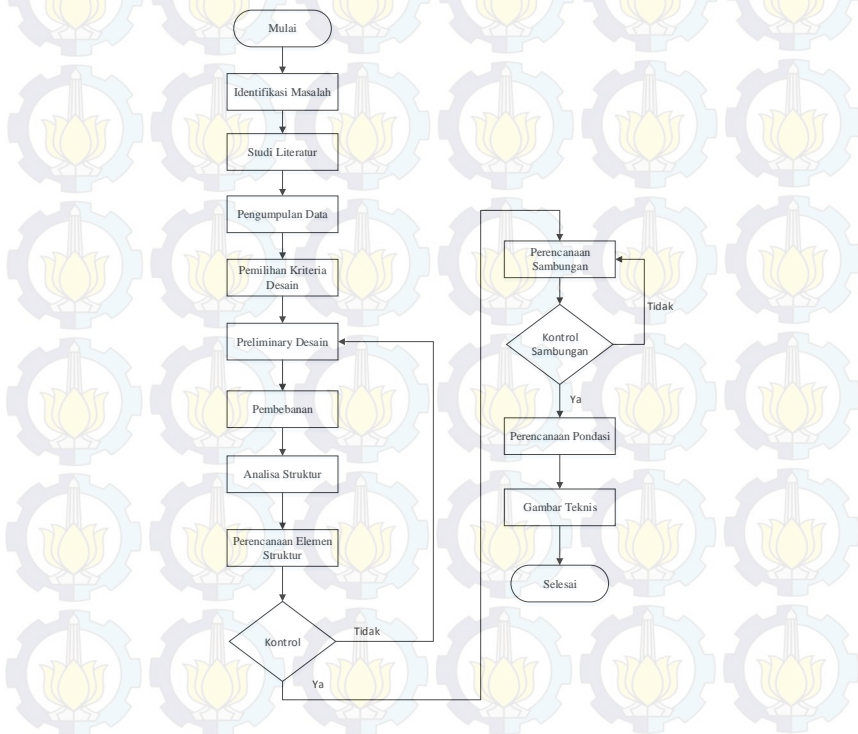
- Jenis tanah kohesip
- Jenis tanah tidak kohesip



## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Umum

Metodologi ini akan menguraikan dan menjelaskan urutan penyelesaian tugas akhir secara rinci. Langkah-langkah penyelesaian yang akan dilakukan penulis dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penyelesaian tugas akhir



### **3.2 Pembahasan Metodologi**

Diagram alir pada Gambar 3.1 merupakan acuan untuk merencanakan struktur Gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya dengan perkuatan pada struktur betonnya.

#### **3.2.1 Identifikasi Masalah**

Identifikasi masalah merupakan suatu langkah awal untuk mendefinisikan tentang permasalahan yang perlu diangkat dan dibahas dalam penyelesaian tugas akhir ini, sehingga hasil yang akan didapatkan dapat bermanfaat baik bagi akademisi maupun praktisi. Identifikasi masalah dilakukan dengan cara membaca jurnal baik internasional maupun nasional, literatur dan para peneliti sebelumnya.

#### **3.2.2 Studi Literatur**

Studi literatur merupakan suatu tahapan yang dilakukan untuk mencari acuan perhitungan dan persyaratan secara teoritis untuk menunjang permasalahan dalam tugas akhir ini. Acuan perhitungan dan persyaratan tersebut antara lain :

1. Tata cara perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 2847-2013).
2. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung

(SNI 1726-2013).

3. PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition (MNL 120-04).
4. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG '83).
5. Asumsi dasar perhitungan beton bertulang (Edward G Nawy, 1985).

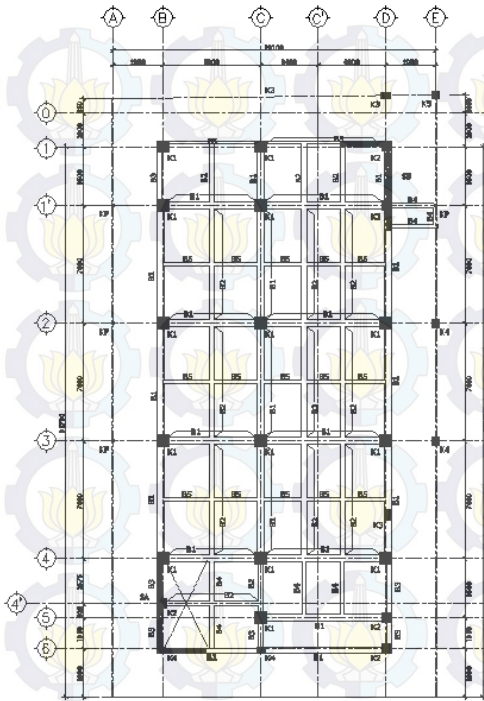
### 3.2.3 Pengumpulan Data

Cakupan pengumpulan data terkait perencanaan Gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya antara lain :

1. Gambar Struktur Eksisting.
2. Gambar Arsitek Eksisting.
3. Gambar Struktur Modifikasi.
4. Data Tanah.

Selain cakupan data tersebut didapatkan pula data umum bangunan antara lain :

- Tipe Bangunan : Gedung Hotel.
- Letak Bangunan : Jauh dari Pantai (Surabaya Barat).
- Desain Seismik : Desain Seismik D (Surabaya).
- Tipe Tanah : Tanah Lunak.
- Tinggi Bangunan : 46.2 m
- Jumlah Lantai : 13 Lantai
- Struktur Bangunan : Beton Bertulang.



Gambar 3.2: Denah Struktur Lantai 1 Fave Hotel

dari suatu komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013. Beberapa komponen struktur tersebut antara lain :

1. Balok
2. Plat Lantai
3. Kolom
4. Tangga

### **3.2.4 Pembebanan**

#### **3.2.4.1 Beban Hidup**

Berdasarkan PPIUG 1983, beban hidup Gedung Apartemen harus diambil paling sedikit sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$ . Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$ .

#### **3.2.4.2 Beban Gempa**

Perhitungan beban gempa ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012.

#### **3.2.4.3 Kombinasi Pembebanan**

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847:2013.

### **3.2.5 Analisa Struktur**

Langkah analisis struktur dilakukan untuk mengetahui gaya dalam yang akan terjadi pada suatu elemen struktur. Dalam analisis struktur ini dibagi menjadi dua bagian dalam tahap penyelesaiannya yaitu :

1. Analisis struktur sekunder
2. Analisis struktur primer

#### **3.2.4.1 Analisis Struktur Sekunder**

Analisis struktur sekunder dilakukan dengan cara manual, yaitu dengan menggunakan pembebanan tibutari akibat pembebanan yang terjadi pada plat lantai, lalu dihitung gaya-gaya dalam yang terjadi.

#### **3.2.4.2 Analisis Struktur Primer**

Analisis struktur primer dilakukan dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Prosedur analisis struktur didasarkan pada SNI 1726:2012.

#### **3.2.6 Perencanaan Struktur Sekunder**

Perencanaan struktur sekunder dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur sekunder. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk

perencanaan dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

1. Plat Lantai
2. Balok Anak
3. Lift
4. Tangga

Langkah-langkah dibawah ini hanya tidak menjelaskan langkah-langkah perencanaan lift dan tangga karena memiliki langkah perencanaan yang hampir sama dengan perencanaan balok anak dan plat lantai.

### **3.2.7 Perencanaan Struktur Primer**

Perencanaan struktur primer dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk perencanaan dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

1. Balok Induk
2. Kolom
3. Hubungan Balok Kolom

### 3.2.8 Kontrol Penanganan Elemen Pracetak

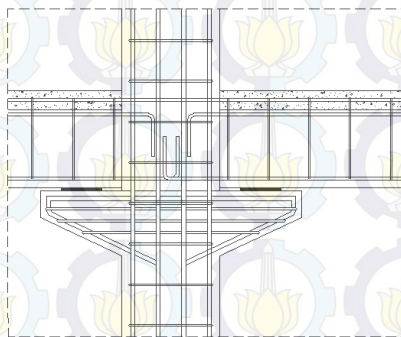
Kontrol penanganan elemen pracetak mengacu pada *PCI 6<sup>th</sup> Edition Chapter 5*.

### 3.2.9 Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi cara – cara tersebut.

#### 1. Sambungan Balok-Kolom

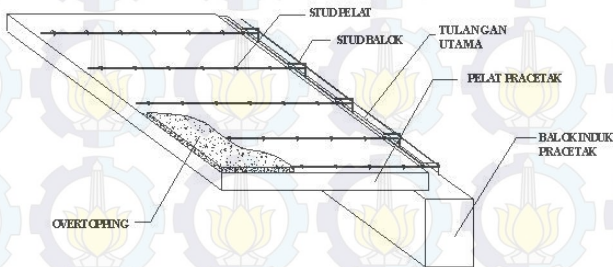
Sambungan balok-kolom direncanakan dengan menggunakan sambungan brakit dengan overtopping. Untuk perhitungan sambungan mengacu pada SNI 2847:2013.



Gambar 3.3: Sambungan balok kolom dengan menggunakan sambungan momen

## 2. Sambungan Pelat Lantai-Balok

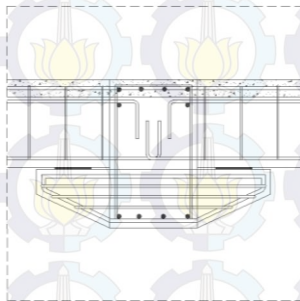
Sambungan balok dan pelat di rencanakan berdasarkan desain emulasi (*PCI 6<sup>th</sup> Edition MNL 120-04*).



Gambar 3.4: Desain sambungan diafragma balok dan pelat lantai

## 3. Sambungan Balok Anak-Balok Induk

Pada sambungan antara balok anak dengan balok induk, balok anak direncanakan dengan sistem brakit dengan overtopping seperti pada gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.5: Sambungan balok induk-balok anak (*Brakit*)

Untuk spesifikasi dan perhitungan Brakit mengacu pada *SNI:2847-2013 Pasal 11.8*



### **3.2.10 Perencanaan Pondasi**

Perencanaan Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk perencanaan pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan antara lain :

1. Tiang Pancang
2. Poer
3. Sloof

### **3.2.11 Gambar Teknis**

Gambar teknis merupakan tahapan akhir dari penyelesaian tugas akhir yang berfungsi sebagai output akhir dari analisis struktur yang telah dilakukan. Penggambaran akan dilakukan dengan menggunakan program bantu penggambaran.

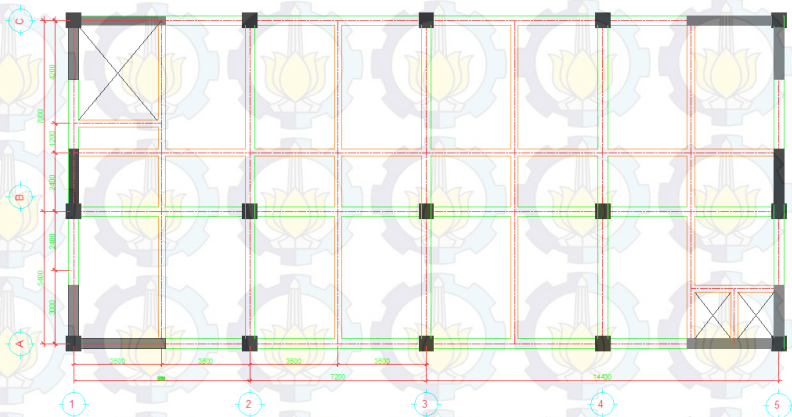
## BAB IV PRELIMINARY DESIGN

### 4.1 Data Desain

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut:

Tipe Bangunan	: Hotel
Kategori Seismik Desain	: D
Tinggi Bangunan	: 46.2 m
Lebar Bangunan	: 13.2 m
Panjang Bangunan	: 28.8 m

Denah struktur gedung Hotel Fave Surabaya diperlihatkan sesuai gambar 4.1

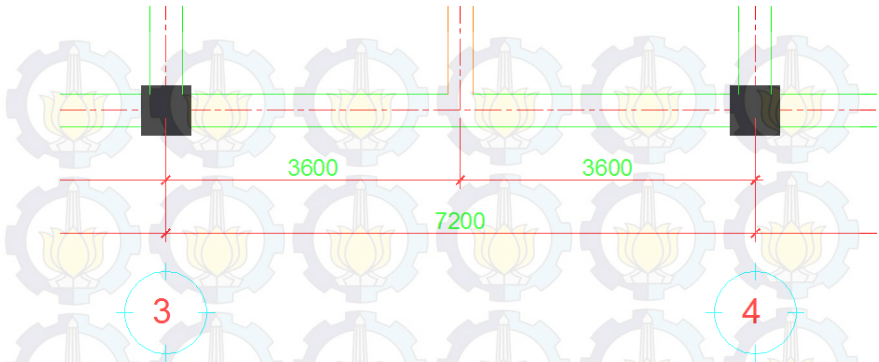


*Gambar 4.1 Denah Struktur Hotel Fave Surabaya*

### 4.2 Dimensi Balok

Balok adalah salah satu komponen struktur yang berkemampuan menahan lentur. Sesuai dengan RSNI 2847:2013 Ps. 9.5 tabel 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada Gambar 4.2 adalah sbb :

- **Dimensi Balok Primer ( L = 7.2 m )**



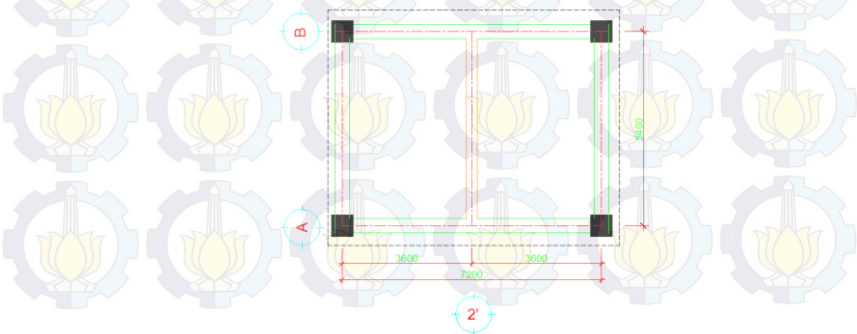
Gambar 4.2 Balok Primer (B1)

$$h = \frac{720}{16} = 44.75 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 70 = 40 \text{ cm}$$

Maka dimensi balok primer memanjang adalah 40/60 cm

- **Dimensi Balok Sekunder 1 ( L = 5.4 m )**



Gambar 4.2 Sekunder (B2)

$$h = \frac{700}{21} = 33.33 \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 50 = 33.33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Maka dimensi balok sekunder memanjang adalah 30/50 cm

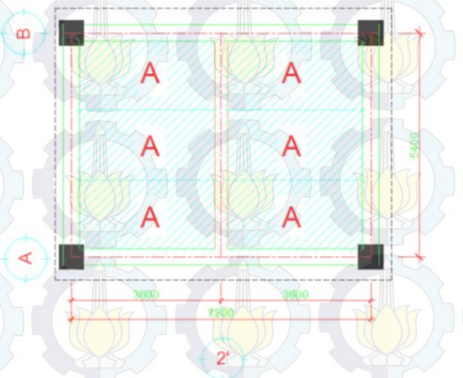
Tabel 4.1 Resume Pendimensionan Balok

Tipe Balok	Dimensi ( cm)	
	b	h
B1 ( B.Primer )	40	60
B2 ( B.Sekunder 1 )	30	50

### 4.3 Dimensi Pelat Lantai

- **Desain tebal pelat lantai 1 s/d 13**

Perhitungan tipe pelat A dengan dimensi seperti pada gambar 4.4



Gambar 4.3 Pelat Lantai Tipe A

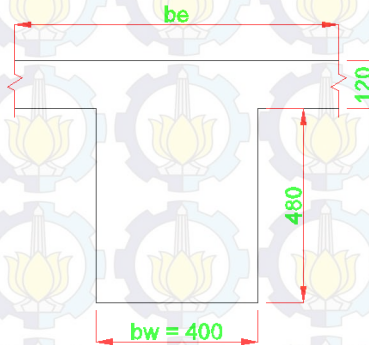
$$L_y = 335 \text{ cm}$$

$$L_x = 170 \text{ cm}$$

Direncanakan dengan tebal pelat,  $t = 12 \text{ cm}$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa} ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

- Balok As Joint 2 (A – B) seperti pada gambar 4.5



Gambar 4.4 Balok As Joint D - 2

Menentukan lebar efektif flens (*Pasal 13.2.4 SNI-2847-2013*)

$$\rightarrow b_e = b_w + 2h_b < b_w + 8h_f$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$b_e = 40 + 2(60 - 12) = 136 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 4h_f$$

$$b_e = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ cm}$$

diambil  $b_e$  terkecil = 88 cm

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = \frac{1.71}{1.24} = 1.38$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1.38 \frac{40 \times 60^3}{12} = 993600 \text{ cm}^4$$

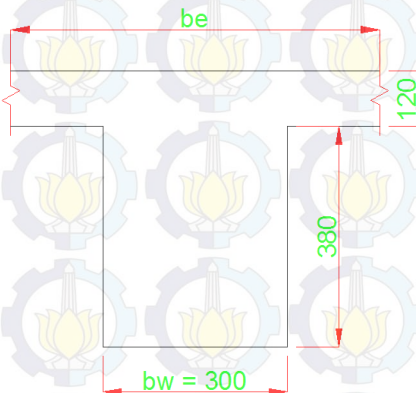
Momen inersia Pelat

$$I_p = 0.5 \frac{b_p t^3}{12} = 0.5 \frac{350 \times 12^3}{12} = 25200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan balok terhadap pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{993600}{25200} = 39.43$$

- Balok As Joint 2' (A - B) seperti pada gambar 4.6



Gambar 4.5 Balok As Joint 2 (A-B)

Menentukan lebar efektif flens (*Pasal 13.2.4 SNI-2847-2013*)

$$\rightarrow be = b_w + 2hb < b_w + 8hf$$

$$be = b_w + 2hb$$

$$be = 30 + 2(50 - 12) = 106 \text{ cm}$$

$$be = b_w + 4hf$$

$$b_e = 30 + 8 \times 12 = 126 \text{ cm}$$

diambil  $b_e$  terkecil = 106 cm

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{106}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{50}\right) + 4 \left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{106}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{106}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$k = \frac{2.72}{1.61} = 1.69$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1.69 \frac{30 \times 50^3}{12} = 528125 \text{ cm}^4$$

Momen inersia Pelat

$$I_p = 0.5 \frac{b_p t^3}{12} = 0.5 \frac{350 \times 12^3}{12} = 25200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan balok terhadap pelat

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{528125}{25200} = 20.96$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (39.43 + 20.96) = 15.1$$

Karena  $\alpha_{fm} > 2$  dipakai persamaan (9-13), SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3.3. dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4000 \left(0.8 + \frac{240}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1.16} = 83.67 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

$h = 120 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm} \dots\dots$  (OK)

→ Karena nilai  $h$  lebih besar dari 90 mm, maka digunakan tebal pelat lantai 1 s/d 13 dengan tipe A adalah 12 cm.

Dengan cara yang sama didapatkan resume ketebalan pelat dari masing-masing tipe pelat seperti pada table 4.2

Tabel 4.2 Resume Ketebalan Pelat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi		Tebal	Ket
		Lx	Ly		
A	1 s/d 12	170	335	120 mm	1 arah
B	1 s/d 12	215	335	120 mm	2 arah
C	1 s/d 12	120	335	120 mm	1 arah

#### 4.4 Desain Dimensi Kolom

Berdasarkan denah struktur pada Gambar 4.9 Desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom As B-15 sebagai mana diperlihatkan pada Gambar 4.10.

Menurut SNI-2847-2013 pasal 10.8. kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi Lantai 1 = 480 cm

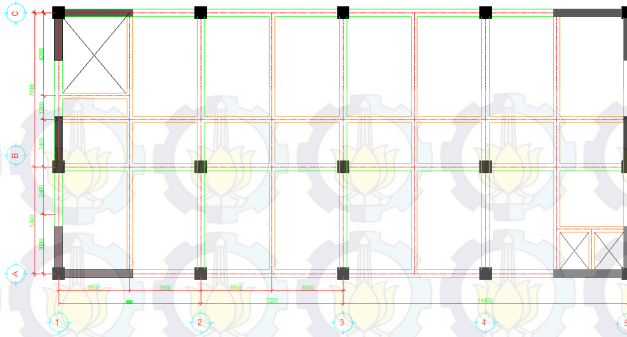
Tinggi lantai 2 s/d atap = 320 cm

Beban hidup ( $L_o$ ) = 1.92 kN/m<sup>2</sup> (SNI-1727-2012 Tabel 4-1)

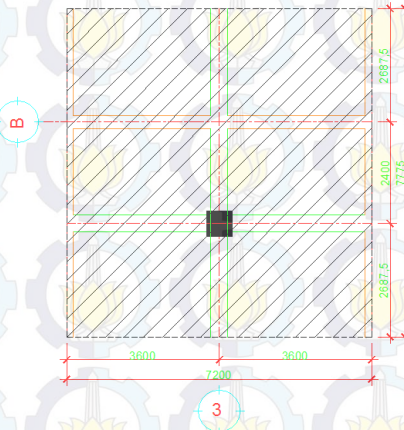
Luas Tributari ( $AT$ ) =  $7.2 \times 7.8 = 56.16 \text{ m}^2$

$KLL$  = 4 (berdasarkan ilustrasi pada SNI-1727-2012 Gambar C4)





Gambar 4.6 Denah Struktur Hotel Fave Surabaya



Gambar 4.7 Daerah Pembebanan Kolom As B-3

### Detail Pembebanan Pada Kolom

Beban Mati Lantai atap

$$\text{Pelat Lantai atap} = 7.2 \times 7.8 \times 0.12 \times 24 \times 1 = 127.01 \text{ kN}$$

$$\text{Penggantung} = 7.2 \times 7.8 \times 0.07 \times 24 = 3.09 \text{ kN}$$

$$\text{Plafon} = 7.2 \times 7.8 \times 0.11 \times 24 = 4.85 \text{ kN}$$

$$\text{Balok B1 (40/60)} = 0.4 \times 0.6 \times 13.3 \times 24 = 89.38 \text{ kN}$$

$$\text{Balok B2 (30/50)} = 0.3 \times 0.5 \times 7.2 \times 24 = 20.16 \text{ kN}$$

$$\text{Spesi } t=2 \text{ cm} = 7.2 \times 7.8 \times 0.21 \times 24 = 9.26 \text{ kN}$$

$$\text{Mekanikal} = 7.2 \times 7.8 \times 0.4 \times 24 = 17.64 \text{ kN}$$

$$\text{Total Beban Mati} = 281.97 \text{ kN}$$

Beban Mati Lantai 1 s/d 12

Pelat Lantai	= 7.2	x	7.8	x	0.12	x	24	x	12	= 139.09 kN
Penggantung	= 7.2	x	7.8	x		x	0.07	x	12	= 33.96 kN
Plafon	= 7.2	x	7.8	x		x	0.11	x	12	= 4.85 kN
Balok B1 (40/60)	= 0.4	x	0.7	x	13.3	x	24			= 89.38 kN
Balok B2 (30/50)	= 0.3	x	0.4	x	7.2	x	24			= 20.16 kN
Spesi t=2 cm	= 7.2	x	7.8	x		x	0.21	x	12	= 101.87 kN
Tegel t=1 cm	= 7.2	x	7.8	x		x	0.24	x	12	= 116.42 kN
Aspal	= 7.2	x	7.8	x		x	0.14	x	1	= 6.17 kN
Mekanikal	= 7.2	x	7.8	x		x	0.4	x	12	= 194.04 kN

Total Beban Mati = 2069.78 kN

Total Keseluruhan Beban Mati = 2351.75 kN

Menurut SNI-1727-2012 Pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL}A_T \geq 37.16 \text{ m}^2$  diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagai mana ditunjukkan pada Rumus 3.10

$$A_T = 7.0 \times 6.3 = 44.1 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 4 \times 56.16 = 224.64 \text{ m}^2$$

Maka,  $224.64 \text{ m}^2 \geq 37.16 \text{ m}^2$  (Beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai 1 s/d 11

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \geq 0.4L_o$$

$$L = 1.92 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{224.64}} \right) \geq 0.4 \times 1.92$$

$$L = 1.14 \text{ kN/m}^2 \geq 0.768 \text{ kN/m}^2$$

Jadi total beban hidup pelat lantai 1 s/d 11

$$L_t 1 - 11 = 1.14 \times 7.2 \times 7.8 \times 12 = 553.014 \text{ kN}$$

2. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai Atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap ( $L_r$ ) ditentukan sesuai dengan Rumus 3.11 Karena  $A_T=44.1 \text{ m}^2$  (perhitungan sebelumnya) maka,

$$R_1 = 1.2 - 0.011 \times 56.16 = 0.715$$

$$R_2 = 1 \quad (F < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0.96 \times 0.715 \times 1 = 0.686 \text{ kN/m}^2$$

$$0.58 \leq L_r \leq 0.96, \text{ Maka } L_r = 0.686 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, total beban hidup pelat lantai atap :

$$L_t \text{ Atap} = 0.686 \times 7.2 \times 7.8 = 30.26 \text{ kN}$$

- **Kombinasi Beban**

$$Q_u = 1.4D = 1.4 \times 2351.75 = 3292.45 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5Lr$$

$$Q_u = 1.2 \times 2351.75 + 1.6 \times 553.014 + 0.5 \times 0.686 \\ = 3707.27 \text{ kN}$$

Diambil kondisi paling menentukan

$$Q_{ultimate} = 3707.27 \text{ kN}$$

Mutu Beton = 35 Mpa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0.3 \times f'_c} = \frac{3707.27 \times 10^3}{0.3 \times 35} = 353073.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } h = b \text{ jadi } A = b \times b = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{353073.33} = 594.2 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$h = b = 600 \text{ mm}$$

Maka, dipakai dimensi kolom 60 cm x 60 cm pada seluruh kolom gedung hotel Fave Ketintang

#### 4.5 Desain Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI-2847-2013 pasal 14.5.3.(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

Tebal Dinding Geser = 40 cm

Panjang bentang : 400 cm

- $40 \text{ cm} \geq H/25$   
 $40 \text{ cm} \geq 480/25$   
 $40 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm}$
- $40 \text{ cm} \geq L/25$   
 $40 \text{ cm} \geq 675/25$   
 $40 \text{ cm} \geq 27 \text{ cm}$

Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi, tebal shearwall sebesar 40 cm telah memenuhi syarat SNI-2847-2013 Pasal 14.5.3.(1).

## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

#### **5.1 Perencanaan Pelat**

Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI-1727-2012). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan SNI-2847-2013 Pasal 9.2.1 yaitu:

- $Q_u = 1.4D$
- $Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$

Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.
2. Sesudah Komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak. Perletakan pada plat yang dipakai diasumsikan sebagai perletakan jepit.

### 5.1.1 Pembebanan Pelat

#### Data Desain

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan lantai adalah sebagai berikut:

- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 25 Mpa  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$
- Tebal Pelat (t) = 120 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Modulus Elastisitas = 200000 Mpa
- Kuat Lelah ( $f_y$ ) = 240 Mpa
- Faktor Reduksi ( $\phi$ ) = 0.8

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping sebelum komposit setebal 0,02 m sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,07 m (dalam perhitungan beban saja).

#### Pembebanan Pelat lantai 2 s/d 13

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI-2847-2012 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

##### 1. Beban Mati (DL)

###### Sebelum komposit

Berat sendiri	= 0,07	$\times 24$	= 1.68 kN/m <sup>2</sup>
Berat topping	= 0,07	$\times 24$	= 1.68 kN/m <sup>2</sup>
			DL= 3.36 kN/m <sup>2</sup>

###### Setelah komposit

Berat sendiri	= 0,12 m	$\times 24$	= 2.88 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	= 0.11		= 0.11 kN/m <sup>2</sup>
Pengantung	= 0.07		= 0.07 kN/m <sup>2</sup>
Tegel ( t = 1 cm )	= 0,01 m	$\times 24$	= 0.24 kN/m <sup>2</sup>
Spesi ( t = 2 cm )	= 0,02 m	$\times 21$	= 0.42 kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC			= 0.20 kN/m <sup>2</sup>
Plumbing			= 0.10 kN/m <sup>2</sup>
			DL = 4.02 kN/m <sup>2</sup>

## 2. Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup } (L_o) = 1.92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI-1727-2012 Tabel 4-1)}$$

$$\text{Luas Tributari } (A_t) = 1.7 \times 3.35 = 6.48 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 1 \text{ (SNI-1727-2012 Tabel 4-2)}$$

$$A_T = 1.7 \times 3.35 = 5.7 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 1 \times 5.7 = 5.7 \text{ m}^2$$

Maka,  $5.7 \text{ m}^2 \leq 37.16 \text{ m}^2$  (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai 2 s/d 12 =  $1.92 \text{ kN/m}^2$

## 3. Kombinasi Pembebanan

### Sebelum Komposit

*Sebelum Overtopping*

$$Q_u = 1.4D = 1.4 \times 1.68 = 2.35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1.2 \times 1.68 + 1.6 \times 0.96 = 4.42 \text{ kN/m}^2$$

*Saat Overtopping*

$$Q_u = 1.4D = 1.4 \times 3.36 = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1.2 \times 3.36 + 1.6 \times 0 = 4.03 \text{ kN/m}^2$$

### Setelah Komposit

$$Q_u = 1.4D = 1.4 \times 4.02 = 5.63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1.2 \times 4.02 + 1.6 \times 1.92 = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

## Pembebanan Pelat lantai Atap

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI-2847-2012 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

### 1. Beban Mati (DL)

#### Sebelum komposit

$$\text{Berat sendiri} = 0.07 \times 24 = 1.68 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat topping} = 0.07 \times 24 = 1.68 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{DL} = 3.36 \text{ kN/m}^2$$

Setelah komposit

Berat sendiri	= 0,12 m	× 24 = 2.88 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	= 0.11	= 0.11 kN/m <sup>2</sup>
Penggantungan	= 0.07	= 0.07 kN/m <sup>2</sup>
Tegel ( t = 1 cm )	= 0,01 m	× 24 = 0.24 kN/m <sup>2</sup>
Spesi ( t = 2 cm )	= 0,02 m	× 21 = 0.42 kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC		= 0.20 kN/m <sup>2</sup>
Plumbing		= <u>0.10 kN/m<sup>2</sup></u>
		DL = 4.02 kN/m <sup>2</sup>

## 2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup ( $L_o$ ) = 0.96 kN/m<sup>2</sup> (SNI-1727-2012 Tabel 4-1)

Luas Tributari ( $A_t$ ) = 1.7 × 3.35 = 6.48 m<sup>2</sup>

$K_{LL}$  = 1 (SNI-1727-2012 Tabel 4-2)

$A_T$  = 1.7 × 3.35 = 5.7 m<sup>2</sup>

$K_{LL}A_T$  = 1 × 5.7 = 5.7 m<sup>2</sup>

Maka, 5.7 m<sup>2</sup> ≤ 37.16 m<sup>2</sup> (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai atap = 0.96 kN/m<sup>2</sup>

## 3. Kombinasi Pembebanan

Sebelum KompositSebelum Overtopping

$Q_u = 1.4D = 1.4 × 1.68 = 2.35 \text{ kN/m}^2$

$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$

$Q_u = 1.2 × 1.68 + 1.6 × 0.96 = 4.42 \text{ kN/m}^2$

Saat Overtopping

$Q_u = 1.4D = 1.4 × 3.36 = 4.7 \text{ kN/m}^2$

$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$

$Q_u = 1.2 × 3.36 + 1.6 × 0 = 4.03 \text{ kN/m}^2$

Setelah Komposit

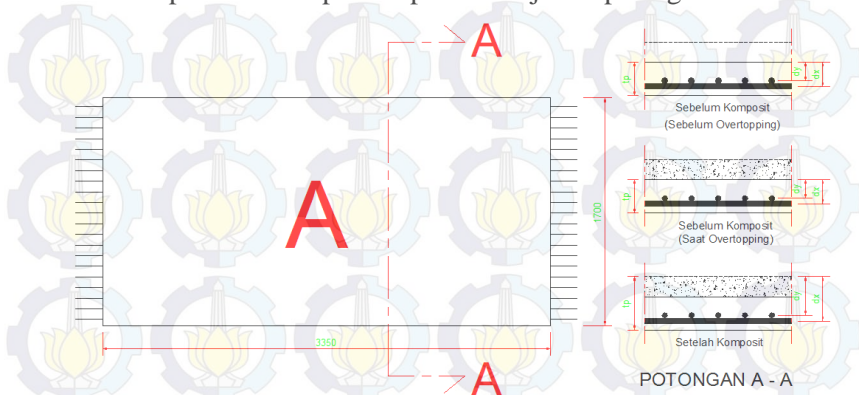
$Q_u = 1.4D = 1.4 × 4.02 = 5.63 \text{ kN/m}^2$

$Q_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ atau } R)$

$Q_u = 1.2 × 4.02 + 1.6 × 0.96 = 6.36 \text{ kN/m}^2$

### 5.1.2 Penulangan Pelat Lantai Tipe A

Dimensi pelat lantai tipe A seperti ditunjukkan pada gambar 5.1



Gambar 5.1 Penampang dan Potongan Melintang Plat Lantai Tipe A

Data Perencanaan:

Dimensi Pelat = 1700 mm x 3350 mm

Tebal Pelat = 120 mm

Tebal Decking = 20 mm

Diameter Tulangan = 12 mm

Mutu Tulangan ( $f_y$ ) = 240 Mpa

Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 25 Mpa ;  $\beta_1 = 0.85$

$L_y/L_x$  = 1.98

#### 1. Penulangan Sebelum Komposit

*Penulangan Sebelum Overtopping*

Pada Penulangan Pelat A sebelum komposit pelat dianggap terletak bebas di atas dua tumpuan.

$$Q_u = 4.42 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 70 - 20 - \frac{12}{2} = 44 \text{ mm}$$



$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$Ml_y = \left( \frac{1}{8} \times q \times L_y^2 \right) = \frac{1}{8} \times 4.42 \times 3.35^2 = 6.2 \text{ kNm}$$

$$= 6200000 \text{ Nmm}$$

### Penulangan Arah-y

$$M_{ty} = M_{ly} = M_u = 6200000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (SNI-2847-2013:9.3.2.1)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6.2 \times 10^6}{0.9} = 6889368 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6889368}{1000 \times 44^2} = 3.56$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 3.56}{240}} \right) = 0.0163$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0163$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0163 \times 1000 \times 44 = 718.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 6.36 \approx 7$$

Dipakai 7 $\phi$ 12 ( $A_s = 791.3 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{226.1 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 8.9 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 791.3 \times 240 \left( 44 - \frac{8.9}{2} \right) = 6760000 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 6760000 \text{ Nmm} \geq M_u = 6200000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{7-1} = 166.67 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$160 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$160 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$160 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 160$  (arah-y)  
Untuk penulangan arah-x dipakai penulangan bagi, sehingga dipakai tulangan  $\phi 12 - 240$ .

*Penulangan Saat Overtopping*

$$Q_u = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 70 - 20 - \frac{12}{2} = 44 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = \left( \frac{1}{8} \times q \times L_y^2 \right) = \left( \frac{1}{8} \times 4.7 \times 3.35^2 \right) = 6.6 \text{ kNm}$$

$$= 6600000 \text{ Nmm}$$

### Penulangan Arah-y

$$M_y = M_u = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{SNI-2847-2013:Ps 9.3.2.1})$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6.6 \times 10^6}{0.9} = 7325799 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{7325799}{1000 \times 44^2} = 3.784$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 3.784}{240}} \right) = 0.0175$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0175$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0175 \times 1000 \times 44 = 769.8 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = 6.81 \approx 7$$

Dipakai 7 $\phi$ 12 ( $As = 791.3 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{791.3 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 791.3 \times 240 \left( 44 - \frac{8.9}{2} \right) = 6760000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 6760000 \text{ Nmm} \geq Mu = 6600000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{7-1} = 166.67 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$160 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$160 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$160 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 160$  (arah-y)

Untuk penulangan arah-x dipakai penulangan bagi sehingga dipakai tulangan  $\phi 12 - 240$

## 2. Penulangan Setelah Komposit

$$Qu = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 120 - 20 - \frac{12}{2} = 94 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$M_{t_y} = M_{l_y} = \left(\frac{1}{8} \times q \times L_y^2\right) = \left(\frac{1}{8} \times 7.9 \times 3.35^2\right) = 11.08 \text{ kNm}$$

$$= 11080000 \text{ Nmm}$$

### Penulangan Arah-y

$$M_x = M_u = 11080000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{SNI-2847-2013:9.3.2.1})$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11.08 \times 10^6}{0.9} = 12313576 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12313576}{1000 \times 94^2} = 1.394$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 1.394}{240}} \right) = 0.006$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0.006$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.006 \times 1000 \times 94 = 565 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 tulangan} = 5$$

Dipakai 5 $\phi$ 12 ( $As = 565.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{565.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 6.4 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 565.2 \times 240 \left( 94 - \frac{6.4}{2} \right) = 11090000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 11090000 \text{ Nmm} \geq Mu = 11080000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$250 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$250 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$250 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-y)

Untuk penulangan arah-x dipakai penulangan bagi  $\phi 12 - 240$

### **3. Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan**

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai “*PCI Handbook, 6<sup>th</sup> Edition*” berdasarkan empat titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe 1,7 x 3,35 ditentukan  $a = 1,7$  dan  $b = 3,35$  dengan  $w = 0,07 \times 24 + 0,96 = 2,64 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Maka : } M_x = 0,0107 \times 4,42 \times 1,8^2 \times 3,6 = 0,458 \text{ kNm} \\ = 0,458 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 4,42 \times 1,8 \times 3,6^2 = 0,90 \text{ kNm} \\ = 0,9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

### Penulangan Arah-x

$$M_n = \frac{M_x}{\phi} = \frac{0,458 \times 10^6}{0,9} = 508889 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{508889}{1000 \times 32^2} = 0,497$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 25} = 11,294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11,294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,294 \times 0,497}{240}} \right) = 0,0021$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0,0021$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0021 \times 1000 \times 32 = 67,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 12^2 = 113,1 \text{ mm}^2$$



$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 tulangan} = 1$$

Dipakai 5 $\phi$ 12 ( $As = 565.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{113 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 1.3 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 113 \times 240 \left( 32 - \frac{1.3}{2} \right) = 770000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 770000 \text{ Nmm} \geq Mu = 458000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-x).

### Penulangan Arah-y

$$Mn = \frac{Mx}{\phi} = \frac{0.9 \times 10^6}{0.9} = 1000000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1000000}{1000 \times 44^2} = 0.517$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.517}{240}} \right) = 0.0022$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0022$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0021 \times 1000 \times 32 = 67.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 1$$

Dipakai 5 $\phi$ 12 ( $A_s = 565.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{113 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 1.3 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 113 \times 240 \left( 44 - \frac{1.3}{2} \right) = 1060000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 1060000 \text{ Nmm} \geq Mu = 900000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

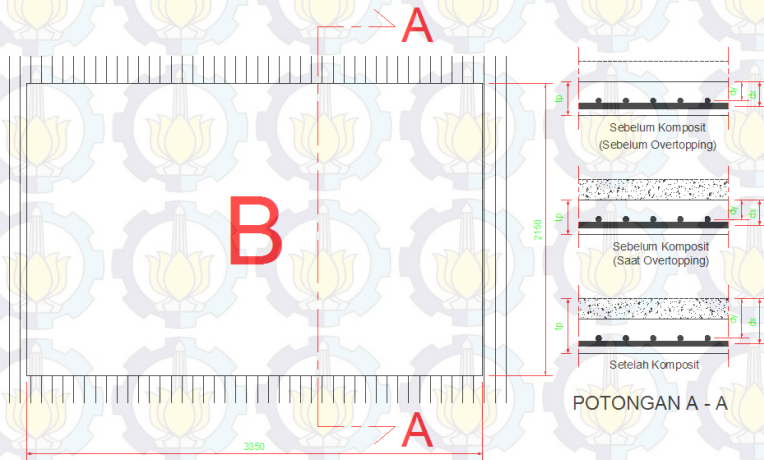
$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$  (Tidak Memenuhi)

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-y).

### 5.1.3 Penulangan Pelat Lantai Tipe B

Dimensi pelat lantai tipe B seperti ditunjukkan pada gambar 5.2



Gambar 5.2 Penampang dan Potongan Melintang Plat Tipe B

Data Perencanaan:

Dimensi Pelat = 2150 mm x 3350 mm

Tebal Pelat = 120 mm

Tebal Decking = 20 mm

Diameter Tulangan = 12 mm

Mutu Tulangan ( $f_y$ ) = 240 Mpa

Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 25 Mpa ;  $\beta_1 = 0.85$

## **1. Penulangan Sebelum Komposit**

### *Penulangan Sebelum Overtopping*

$$Q_u = 4.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3.35}{2.15} = 1.6$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times 4.42 \times 2.15^2 \times 58 = 1.19 \text{ kNmm}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times 4.42 \times 2.15^2 \times 36 = 0.74 \text{ kNmm}$$

$$dx = 70 - 20 - \frac{12}{2} = 44 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

### Penulangan Arah-x

$$M_x = M_u = 1190000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (SNI-2847-2013:9.3.2.1)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1.19 \times 10^6}{0.9} = 1322222 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1322222}{1000 \times 44^2} = 0.683$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.683}{240}} \right) = 0.0029$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0029$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0029 \times 1000 \times 44 = 127.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 1.13 \approx 2$$

Dipakai 2 $\phi$ 12 ( $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 44 - \frac{2.6}{2} \right) = 2090000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 2090000 \text{ Nmm} \geq Mu = 1190000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$S \leq (2h=240 \text{ mm})$  (SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2)

$S \leq 450 \text{ mm}$  (SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5)

$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$  (OK)

$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$  (Tidak Memenuhi)

$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$  (Tidak Memenuhi)

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-x).

Penulangan Arah-y

$M_y = M_u = 740000 \text{ Nmm}$

$\phi = 0.9$  (SNI-2847-2013:9.3.2.1)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.74 \times 10^6}{0.9} = 822222 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{822222}{1000 \times 32^2} = 0.803$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.803}{240}} \right) = 0.0034$$

$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0034$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0034 \times 1000 \times 32 = 108.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 0.94 \approx 2$$

Dipakai 2 $\phi$ 12 ( $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 32 - \frac{1.3}{2} \right) = 770000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 770000 \text{ Nmm} \geq Mu = 740000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi$ 12 – 240 (arah-y).

*Penulangan Saat Overtopping*

$$Q_u = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3.35}{2.15} = 1.6$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times 4.7 \times 2.15^2 \times 58 = 1.26 \text{ kNmm}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times 4.7 \times 2.15^2 \times 36 = 0.78 \text{ kNmm}$$

$$dx = 70 - 20 - \frac{12}{2} = 44 \text{ mm}$$

$$dy = 70 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 32 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

#### Penulangan Arah-x

$$M_x = M_u = 1280000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (SNI-2847-2013:9.3.2.1)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1.28 \times 10^6}{0.9} = 1422222 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1422222}{1000 \times 44^2} = 0.735$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$



$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.735}{240}} \right) = 0.00312$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.00312$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00312 \times 1000 \times 44 = 137.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 1.21 \approx 2$$

Dipakai 2 $\phi$ 12 ( $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 44 - \frac{2.6}{2} \right) = 2090000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 2090000 \text{ Nmm} \geq Mu = 1280000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

1000 mm  $\geq$  450 mm (Tidak Memenuhi)

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-x)

Penulangan Arah-y

$$M_y = M_u = 780000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{SNI-2847-2013:9.3.2.1})$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0.78 \times 10^6}{0.9} = 866666 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{866666}{1000 \times 32^2} = 0.846$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.846}{240}} \right) = 0.0036$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0036$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0036 \times 1000 \times 32 = 115.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 tulangan}} = 1.09 \approx 2$$

Dipakai 2 $\phi$ 12 ( $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 32 - \frac{2.6}{2} \right) = 1500000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 1500000 \text{ Nmm} \geq Mu = 780000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-y)

## **2. Penulangan Setelah Komposit**

$$Q_u = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

$$dx = 120 - 20 - \frac{12}{2} = 94 \text{ mm}$$

$$dy = 120 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 82 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = M_{lx} = 0.001 \times 7.9 \times 2.15^2 \times 58 = 2.12 \text{ kNmm}$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y$$

$$M_{ty} = M_{ly} = 0.001 \times 7.9 \times 2.15^2 \times 36 = 1.31 \text{ kNmm}$$

#### Penulangan Arah-x

$$M_x = M_u = 2120000 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (SNI-2847-2013:9.3.2.1)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2.12 \times 10^6}{0.9} = 2355555 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2355555}{1000 \times 94^2} = 0.267$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.267}{240}} \right) = 0.0011$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-x dan arah-y)

### **3. Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan**

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai “*PCI Handbook, 6<sup>th</sup> Edition*” berdasarkan empat titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe 2.15 x 3,35 ditentukan a = 2.15 dan b = 3.35 dengan w = 0,07 x 24 + 0.96 = 2.64 kN/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{Maka : } M_x &= 0,0107 \times 2.64 \times 2.15^2 \times 3.35 = 0.44 \text{ kNm} \\ &= 0.44 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0,0107 \times 2.64 \times 2.15 \times 3.35^2 = 0.68 \text{ kNm} \\ &= 0.68 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

#### Penulangan Arah-x

$$M_x = 440000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_x}{\phi} = \frac{0.44 \times 10^6}{0.9} = 488888 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{488888}{1000 \times 32^2} = 0.48$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.48}{240}} \right) = 0.002$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.002$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002 \times 1000 \times 32 = 64.4 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = 0.57 \approx 2$$

Dipakai 2 $\phi$ 12 ( $As = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 32 - \frac{1.3}{2} \right) = 1500000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 1500000 \text{ Nmm} \geq Mu = 440000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-x)

Penulangan Arah-y

$$M_y = 680000$$

$$M_n = \frac{M_x}{\phi} = \frac{0.68 \times 10^6}{0.9} = 488888 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{488888}{1000 \times 44^2} = 0.253$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.253}{240}} \right) = 0.00164$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0.002$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00164 \times 1000 \times 32 = 72.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{1 \text{ tulangan}}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{1 \text{ tulangan}}}} = 0.64 \approx 2$$

Dipakai  $2\phi 12$  ( $A_s = 226.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{226.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 2.6 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 32 - \frac{2.6}{2} \right) = 1500000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 2090000 \text{ Nmm} \geq Mu = 680000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=240 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$1000 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

$$1000 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 240$  (arah-y)

### 5.1.5 Penulangan Stud Pelat Lantai

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

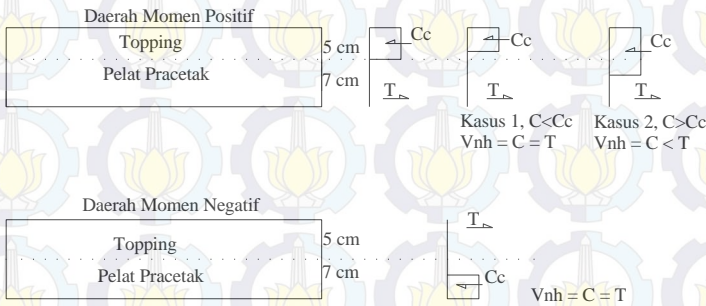
Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.



Dalam SNI pasal gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 5.3 Diagram Gaya Geser Horisontal Penampang Komposit

### Perhitungan Stud Pelat Lantai Tipe A dan Tipe B

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{topping}$$

$$C_c = 0.85 \times 25 \times 50 \times 1000 = 1062500 \text{ N} = 1062.5 \text{ kN}$$

Dipakai stud  $\phi$  12 mm

$$A_s = 1/4 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{nh} = C = T$$

$$= A_s \times f_y$$

$$= 113,1 \times 240 = 27144 \text{ N} = 27.144 \text{ kN}$$

$$0,55 \cdot A_c = 0,55 \cdot b \cdot v \cdot d = 0,55 \times 1000 \times 94 = 56400 \text{ N}$$

$$= 56.4 \text{ kN} \geq V_{nh}$$

Sesuai dengan SNI-2847-2013 pasal 17.5.3.2 :

Bila pengikat minimum disediakan sesuai dengan 17.6 dan bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dengan sengaja dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari  $0,55.b_v.d$  dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horizontal, luas pengikat tidak boleh kurang dari yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang ditumpu, atau melebihi 600 mm.

SNI-2847-2013 pasal 11.4.6.3:

$$A_{v_{min}} = \frac{0,35 \cdot b_w \cdot S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 1000 \times 240}{240} = 350 \text{ mm}^2$$

maka dipasang stud  $\phi$  12-300 mm ( $A_v = 452.4 \text{ mm}^2$ )

### 5.1.6 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan**

Berdasarkan SNI-2847-2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

#### Lendutan Pelat A

$$M_{l_{ty}Mati} = \left( \frac{1}{8} \times 4.02 \times 3.35^2 \right) = 5.64$$

$$M_{l_{ty}Hidup} = \left( \frac{1}{8} \times 1.92 \times 3.35^2 \right) = 2.69$$

$$M_a = M_{l_{tx}Mati} + M_{l_{tx}Hidup} = 5.64 + 2.69 = 8.33 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'c} = 0.62 \sqrt{25} = 3.1 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3.1 \times 1.44 \times 10^8}{120} = 7.44 \text{ kNm}$$

Karena  $M_a > M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif ( $I_e$ ).

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 2.35 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.51$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2$$

$c$  = tinggi sumbu netral dari tepi serat tertekan ke sumbu netral penampang transformasi, maka:

$$A_s = \emptyset 12 - 160$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$$

$$\frac{160c^2}{2} + 8.51 \times 113.1c - 8.51 \times 113.1 \times 94 = 0$$

$$\rightarrow c^2 + 12c - 1131 = 0 \rightarrow c = 28.16 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \times 28.16^3}{3} + 8.51 \times 791.8(94 - 28.16)^2 = 36653030 \text{ mm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{7.44}{8.33}\right)^3 1.44 \times 10^8 + \left[1 - \left(\frac{7.44}{8.33}\right)^3\right] 3.67 \times 10^7 = 1.13 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

*Defleksi Jangka Pendek*

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384E_c I_e} = \frac{5w \times 3350^4}{384 \times 2.35 \times 10^4 \times I_e} = \frac{6.98 \times 10^7}{I_e} w$$

*Defleksi Beban Hidup Sesaat*

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{6.98 \times 10^7 (4.02 + 1.92)}{1.13 \times 10^8} = \frac{6.98 \times 10^7 (4.02)}{1.44 \times 10^8} = 1.72 \text{ mm}$$

*Defleksi Beban Mati Sesaat*

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{6.98 \times 10^7 (4.02)}{1.44 \times 10^8} = 1.94 \text{ mm}$$

*Defleksi Jangka Panjang*

Berdasarkan SNI-2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi=2$

$$\lambda = 0.6\xi = 0.6 \times 2 = 1.2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda [(\Delta_i)_{DL} + 0.2(\Delta_i)_{LL}] = 1.72 + 1.2[1.94 + 0.2 \times 1.72] = 4.46 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah  $l/240$ .

*Lendutan Pelat A*

$$\frac{l}{240} = \frac{3350}{240} = 13.95 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 4.46 \leq \frac{l}{240} 13.95 \text{ (Ok, Lendututan memenuhi)}$$

- Lendutan Pelat B**

$$M_{ltx \text{ Mati}} = 0.001 \times 4.02 \times 2.15^2 \times 58 = 1.08 \text{ kNm}$$

$$M_{ltx \text{ Hidup}} = 0.001 \times 1.92 \times 2.15^2 \times 58 = 0.51 \text{ kNm}$$

$$M_a = M_{ltxMati} + M_{ltxHidup} = 1.08 + 0.51 = 1.59 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0.62\sqrt{f'c} = 0.62\sqrt{25} = 3.1 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3.1 \times 1.44 \times 10^8}{120} = 7.44 \text{ kNm}$$

Karena  $M_a < M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor ( $I_g$ ).

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{25} = 2.35 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$(\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{5M_a l^2}{48E_c I_g} = \frac{5 \times 1.59 \times 10^6 \times 2150^2}{48 \times 2.35 \times 10^4 \times 1.44 \times 10^8} = 0.23 \text{ mm}$$

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{1.08}{1.08 + 0.51} \times 0.23 = 0.16 \text{ mm}$$

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta_i)_{DL+LL} = \frac{0.51}{1.08 + 0.51} \times 0.23 = 0.1 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan  $\xi=2$

$$\lambda = 0.6\xi = 0.6 \times 2 = 1.2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\Delta_{LT} = (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0.2(\Delta_i)_{LL}] = 0.1 + 1.2[0.16 + 0.2 \times 0.1] = 0.32 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah  $l/240$ .

Lendutan Pelat B

$$\frac{l}{240} = \frac{2150}{240} = 8.95 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 0.32 \leq \frac{l}{240} = 8.9 \text{ (Ok, Lendututan memenuhi)}$$

• **Kontrol Retak**

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 615 \text{ mm} > 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul tipe A}} = 160 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \text{ .....(OK).}$$

$$S_{\text{tul tipe B}} = 240 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \text{ .....(OK).}$$

### 5.1.7 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI-2847-2013 :

$$\ell_{ah} > 8d_b \quad \text{SNI-2847-2013 Pasal 12.5.1}$$

$$\ell_{ah} > 150 \text{ mm} \quad \text{SNI-2847-2013 Pasal 12.5.1}$$

$$\ell_{ah} = (0.24 \psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c}) d_b \quad \text{SNI-2847-2013 Pasal 12.5.2}$$

dengan,  $\psi_e = 1.0$

$$\lambda = 1.0$$

$$\ell_{ah} = 8 \times 12 = 96 \text{ mm}$$

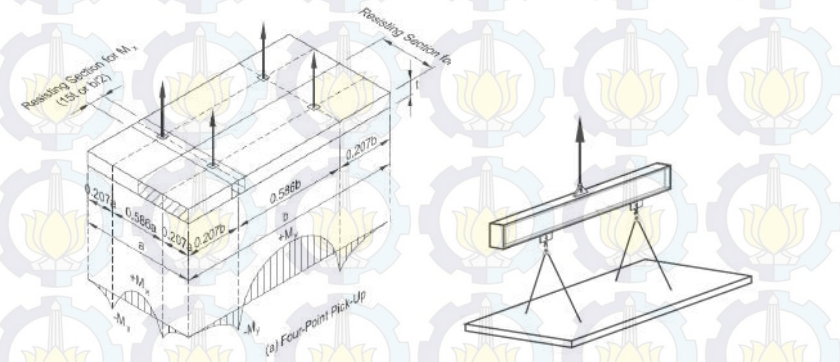
$$\ell_{ah} = 150 \text{ mm}$$

$$\ell_{ah} = (0.24 \times 1 \times 240 / 1 \sqrt{25}) d_b = 138 \text{ mm}$$

Maka, dipakai panjang penyaluran sebesar 150 mm

### 5.1.8 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat.

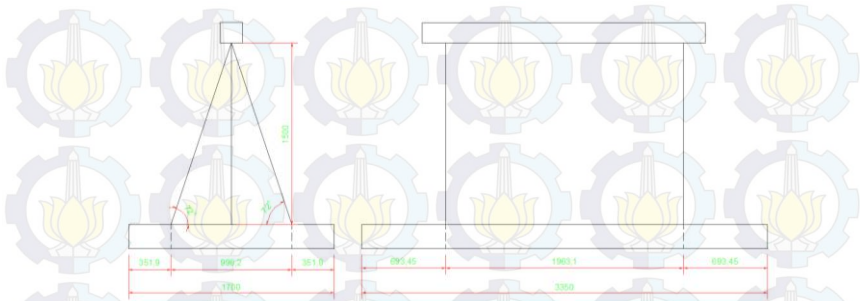


Gambar 5.4 Jarak Tulangan Angkat (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horisontal, yaitu arah  $i$  dan  $j$ .
- Tinggi kabel sling dari muka pelat direncanakan ,  $h = 1.5$  m.
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( $F = 1,2$ ) pada saat pengangkatan.
- DL (Pelat A) =  $0.07 \times 1.7 \times 3.35 \times 24 = 9.57$  kN
- DL (Pelat B) =  $0.07 \times 2.15 \times 3.35 \times 24 = 12.1$  kN
- beban pekerja adalah 1 kN

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka LL = 2 kN.

### Tulangan Angkat Pelat A



Gambar 5.5 Titik Angkat Pelat Tipe A

$$\text{Beban Ultimate} = 1.2(1.2 \times (9.57) + 1.6 \times (2)) = 17.62 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{17.62}{4} = 4.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{240}{1.5} = 160 \text{ Mpa (ASD)}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{T_u}{\sigma_{tarik \text{ ijin}}} = \frac{4400}{160} = 27.5 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{(4/\pi)A_{s \text{ tul}}} = \sqrt{(4/\pi)27.5} = 5.92 \text{ mm}$$

Dipakai diameter tulangan angkat = 12 mm

### **Kontrol Tulangan Angkat**

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

$f_{cr}$  untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$y_c = 0,5 \times 0,07 = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition*, momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y



- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 24) + \left( \frac{W_{pekerja}}{A_{pelat}} \right)$$

$$w = (0.07 \times 24) + \left( \frac{2}{1.7 \times 3.35} \right) = 2.03 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0.0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_x = 0.0107 \times 2.03 \times 1.7^2 \times 3.35 = 0.21 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.0107 \times w \times a \times b^2$$

$$M_y = 0.0107 \times 2.03 \times 1.7 \times 3.35^2 = 0.41 \text{ kNm}$$

$$P = \left( \frac{17.62}{4} \right) = 4.4 \text{ kN}$$

$$\alpha_i = \arctg \left( \frac{1.8}{(0.586b/2)} \right) = \arctg \left( \frac{1.8}{(0.586 \times 3.35)/2} \right) = 45.53^\circ$$

$$\alpha_j = \arctg \left( \frac{1.5}{(0.586a/2)} \right) = \arctg \left( \frac{1.5}{(0.586 \times 1.7)/2} \right) = 71.6^\circ$$

- My ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 170/2 = 85 \text{ cm}$

$$M_y = \left( \frac{P \times y_c}{tg \alpha_j} \right) = \left( \frac{4.4 \times 0.035}{tg 71.6^\circ} \right) = 0.051 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 0.41 + 0.051 = 0.461 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 850 \times 70^2 = 694167 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0.62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0.62 \times \sqrt{25}}{1.5} = 2.07 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0.461 \times 10^6 \times 1.2}{694167} = 0.8 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0.8 \text{ Mpa} < f_r = 2.07 \text{ Mpa} \quad (\text{OK})$$

- $M_x$  ditahan oleh penampang selebar  $15t = 1050$  mm atau  $b/4 = 837.5$  mm

Diambil terkecil = 837.5 mm

$$M_x = \left( \frac{P \times y_c}{tg \alpha_i} \right) = \left( \frac{2.36 \times 0.035}{tg 90} \right) = 0$$

$$M_{tot} = 0.21 + 0 = 0.21 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 837.5 \times 70^2 = 683958 \text{ mm}^3$$

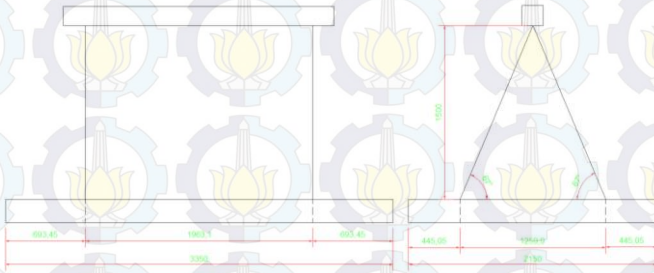
$$f_r = \frac{0.62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0.62 \times \sqrt{25}}{1.5} = 2.07 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0.21 \times 10^6 \times 1.2}{683958} = 0.37 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0.37 \text{ Mpa} < f_r = 2.07 \text{ Mpa (OK)}$$

Maka, pada pelat tipe A dapat dipakai empat titik angkat.

#### Tulangan Angkat Pelat B



Gambar 5.6 Titik Angkat Pelat Tipe B

$$\text{Beban Ultimate} = 1.2(1.2 \times 12.1) + 1.6 \times (2) = 21.26 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{21.26}{4} = 5.31 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{240}{1.5} = 160 \text{ Mpa (ASD)}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{T_u}{\sigma_{tarik \text{ ijin}}} = \frac{5130}{160} = 32 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{(4/\pi)A_{s \text{ tul}}} = \sqrt{(4/\pi)32} = 6.38 \text{ mm}$$

Dipakai diameter tulangan angkat = 12 mm

### Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

$f_{cr}$  untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$y_c = 0,5 \times 0,07 = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition*, momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 24) + \left( \frac{w_{pekerja}}{A_{pelat}} \right)$$

$$w = (0.07 \times 24) + \left( \frac{2}{2.15 \times 3.35} \right) = 1.96 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0.0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_x = 0.0107 \times 1.96 \times 2.15^2 \times 3.35 = 0.32 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.0107 \times w \times a \times b^2$$

$$M_y = 0.0107 \times 1.96 \times 2.15 \times 3.35^2 = 0.51 \text{ kNm}$$

$$P = \left( \frac{21.26}{4} \right) = 5.31 \text{ kN}$$

$$\alpha_i = \arctg \left( \frac{1}{(0.292b/2)} \right) = \arctg \left( \frac{1}{(0.292 \times 3.6)/2} \right) = 62.27^\circ$$

$$\alpha_j = \arctg \left( \frac{1.5}{(0.586a/2)} \right) = \arctg \left( \frac{1.5}{(0.586 \times 2.15)/2} \right) = 67.22^\circ$$

- My ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 215/2 = 107.5 \text{ cm}$

$$M_y = \left( \frac{P \times y_c}{tg \alpha_j} \right) = \left( \frac{5.31 \times 0.035}{tg 67.22^\circ} \right) = 0.078 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 0.51 + 0.078 = 0.588 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 1075 \times 70^2 = 877917 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0.62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0.62 \times \sqrt{25}}{1.5} = 2.07 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0.588 \times 10^6 \times 1.2}{877917} = 0.8 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0.8 \text{ Mpa} < f_r = 2.07 \text{ Mpa} \text{ (OK)}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar  $15t = 1050 \text{ mm}$  atau  $b/4 = 837.5 \text{ mm}$

Diambil terkecil =  $837.5 \text{ mm}$

$$M_x = \left( \frac{P \times y_c}{tg \alpha_i} \right) = \left( \frac{5.31 \times 0.035}{tg 90} \right) = 0$$

$$M_{tot} = 0.32 + 0 = 0.32 \text{ kNm}$$

$$S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 837.5 \times 70^2 = 683958 \text{ mm}^3$$

$$f_r = \frac{0.62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0.62 \times \sqrt{25}}{1.5} = 2.07 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0.32 \times 10^6 \times 1.2}{683958} = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 0.56 \text{ Mpa} < f_r = 2.07 \text{ Mpa} \text{ (OK)}$$

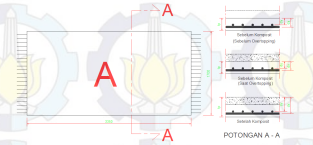
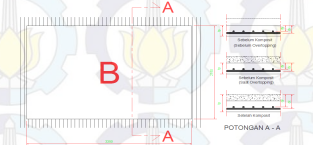
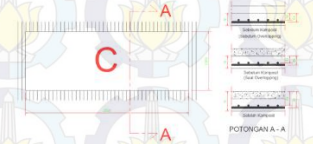
Maka, pada pelat tipe B dapat dipakai empat titik angkat.

### 5.1.9 Resume Perencanaan Pelat Lantai

Tabel 5.1 Resume Perencanaan Pelat Lantai 2 s/d 12

Tipe Pelat	Penulangan Arah X	Penulangan Arah Y
 <p data-bbox="229 502 386 614"> <b>Lx = 1700 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Satu Arah</b> </p>	<p data-bbox="481 327 666 351"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="481 351 560 375">φ12-240</p> <p data-bbox="481 375 666 399"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="481 399 560 422">φ12-240</p> <p data-bbox="481 422 666 446"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="481 446 560 470">φ12-300</p> <p data-bbox="481 470 666 494"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="481 494 560 518">φ12-240</p>	<p data-bbox="722 327 907 351"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="722 351 800 375">φ12-160</p> <p data-bbox="722 375 907 399"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="722 399 800 422">φ12-240</p> <p data-bbox="722 422 907 446"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="722 446 800 470">φ12-300</p> <p data-bbox="722 470 907 494"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="722 494 800 518">φ12-240</p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak → S = 160 mm &lt; 525 mm</b>		
<b>Lendutan =</b>		
 <p data-bbox="229 798 386 909"> <b>Lx = 2150 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Dua Arah</b> </p>	<p data-bbox="481 625 666 649"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="481 649 560 673">φ12-240</p> <p data-bbox="481 673 666 697"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="481 697 560 721">φ12-240</p> <p data-bbox="481 721 666 745"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="481 745 560 769">φ12-300</p> <p data-bbox="481 769 666 793"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="481 793 560 817">φ12-240</p>	<p data-bbox="722 625 907 649"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="722 649 800 673">φ12-240</p> <p data-bbox="722 673 907 697"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="722 697 800 721">φ12-240</p> <p data-bbox="722 721 907 745"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="722 745 800 769">φ12-300</p> <p data-bbox="722 769 907 793"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="722 793 800 817">φ12-240</p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak → S = 160 mm &lt; 525 mm</b>		
<b>Lendutan =</b>		
 <p data-bbox="229 1093 386 1204"> <b>Lx = 1200 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Satu Arah</b> </p>	<p data-bbox="481 940 666 963"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="481 963 560 987">φ12-240</p> <p data-bbox="481 987 666 1011"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="481 1011 560 1035">φ12-240</p> <p data-bbox="481 1035 666 1059"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="481 1059 560 1083">φ12-300</p> <p data-bbox="481 1083 666 1107"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="481 1107 560 1131">φ12-240</p>	<p data-bbox="722 940 907 963"><u>Sebelum Komposit</u></p> <p data-bbox="722 963 800 987">φ12-240</p> <p data-bbox="722 987 907 1011"><u>Setelah Komposit</u></p> <p data-bbox="722 1011 800 1035">φ12-240</p> <p data-bbox="722 1035 907 1059"><u>Penulangan Stud</u></p> <p data-bbox="722 1059 800 1083">φ12-300</p> <p data-bbox="722 1083 907 1107"><u>Penulangan Angkat</u></p> <p data-bbox="722 1107 800 1131">φ12-240</p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak → S = 160 mm &lt; 525 mm</b>		
<b>Lendutan =</b>		

Tabel 5.2 Resume Perencanaan Pelat Atap

Tipe Pelat	Penulangan Arah X	Penulangan Arah Y
 <p data-bbox="268 430 425 542"> <b>Lx = 1700 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Satu Arah</b> </p>	<p data-bbox="515 255 748 446"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>	<p data-bbox="761 255 994 446"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak <math>\rightarrow S = 160 \text{ mm} &lt; 525 \text{ mm}</math></b>		
<b>Lendutan = 4.46 mm &lt; 8.9 mm</b>		
 <p data-bbox="268 710 425 821"> <b>Lx = 2150 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Dua Arah</b> </p>	<p data-bbox="515 555 748 746"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>	<p data-bbox="761 555 994 746"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak <math>\rightarrow S = 160 \text{ mm} &lt; 525 \text{ mm}</math></b>		
<b>Lendutan = 0.32 mm &lt; 8.9 mm</b>		
 <p data-bbox="268 1005 425 1117"> <b>Lx = 1200 mm</b>  <b>Ly = 3350 mm</b>  <b>t = 120 mm</b>  <b>Pelat Satu Arah</b> </p>	<p data-bbox="515 855 748 1046"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>	<p data-bbox="761 855 994 1046"> <u>Sebelum Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Setelah Komposit</u>  <math>\phi 12-240</math>  <u>Penulangan Stud</u>  <math>\phi 12-300</math>  <u>Penulangan Angkat</u>  <math>\phi 12-240</math> </p>
<b>Panjang Penyaluran = 150 mm</b>		
<b>Retak <math>\rightarrow S = 160 \text{ mm} &lt; 525 \text{ mm}</math></b>		
<b>Lendutan = -</b>		

## 5.2 Perencanaan Tangga

### Data Desain :

- Tinggi antar lantai = 320 cm
- Lebar injakan( $i$ ) = 28 cm
- Tanjakan ( $t$ ) = 16 cm
- Tebal pelat tangga = 12 cm
- Tebal pelat bordes = 12 cm
- Lebar bordes = 338 cm
- Lebar tangga = 155 cm
- Jumlah tanjakan dan injakan =

$$n.t = \frac{160}{16} = 10 \text{ buah}$$

$$n.i = n.t - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

Syarat desain tangga:

$$60 \leq 2t + i \leq 65 \rightarrow 60 \leq 2 \times 16 + 18 \leq 65$$

$$60 \leq 60 \leq 65 \rightarrow OK!$$

- Sudut Kemiringan

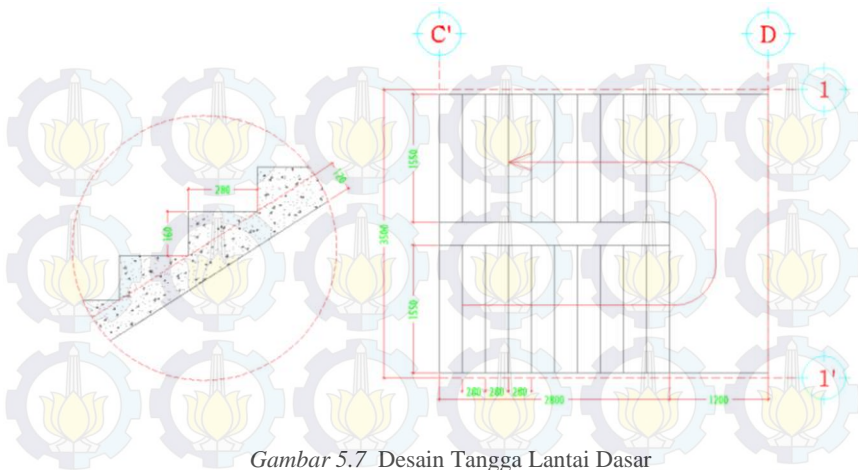
$$\tan^{-1} \left( \frac{160}{280} \right) = 29.74^\circ$$

- Tebal Pelat rata-rata

$$\bar{T} = \left( \frac{i}{2} \right) \times \sin \alpha = \left( \frac{28}{2} \right) \times \sin 29.74 = 6.95 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

$$\bar{T} = 7.0 + 12 = 19 \text{ cm}$$

Denah desain tangga lantai dasar dapat dilihat pada gambar 5.8



Gambar 5.7 Desain Tangga Lantai Dasar

### Pembebanan Tangga

- **Pembebanan Anak Tangga**

1. **Beban Mati (DL)**

$$\text{Berat Sendiri} \frac{(0.19 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3)}{\cos 29.74^\circ} = 5.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Railing (diasumsikan)} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tegel (1 cm)} = 0.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{TOTAL DL} = 6.11 \text{ kN/m}^2$$

2. **Beban Hidup ( $L_o$ ) = 1.92 kN/m<sup>2</sup> (SNI-1727-2012 Tabel 4-1)**

$$\text{Jadi Beban Ultimate (q}_{ult}\text{)} = 1.2q_{DL} + 1.6q_{LL}$$

$$= 1.2(6.11) + 1.6(1.92)$$

$$= 10.41 \text{ kN/m}^2$$

- **Pembebanan Bordess**

1. **Beban Mati (DL)**

$$\text{Berat Sendiri (0.12 x 24 kN/m}^3\text{)} = 2.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Railing (diasumsikan)} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tegel (1 cm)} = 0.24 \text{ kN/m}^2$$

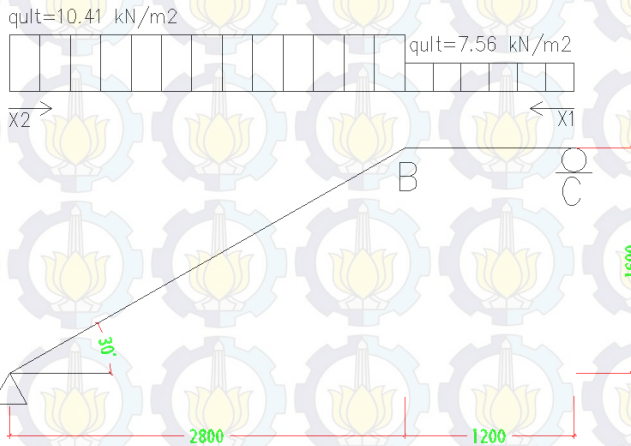


$$\frac{\text{Spesi (2 cm)}}{\text{TOTAL DL}} = \frac{0.42 \text{ kN/m}^2}{3.74 \text{ kN/m}^2}$$

$$\begin{aligned} 2. \text{ Beban Hidup ( } L_o \text{ )} &= 1.92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI-1727-} \\ &\text{2012 Tabel 4-1)} \\ \text{Jadi Beban Ultimate (} q_{\text{ult}} \text{)} &= 1.2q_{\text{DL}} + 1.6q_{\text{LL}} \\ &= 1.2(3.74) + 1.6(1.92) \\ &= 7.56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Analisis Struktur Tangga

Pada proses analisis struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tertentu dengan perletakan berupa sendi-rol, seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.8



Gambar 5.8 Pembebanan Struktur Tangga

### Analisis Gaya Dalam Tangga

- Reaksi Perletakan

$$\sum M_c = 0$$

$$= -R_A \times 4.0 + \left[ 10.41 \times 2.8 \left( \frac{2.8}{2} + 1.2 \right) \right] + \frac{7.56 \times 1.2^2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{80.285}{4} = 20.1 \text{ kN (}\uparrow\text{)}$$

$$\begin{aligned}\sum V &= 0 \\ &= R_C + 20.1 - 10.41 \times 2.8 - 7.56 \times 1.2 = 0 \\ R_C &= 18.12 \text{ kN } (\uparrow)\end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Lintang  
Potongan X1

$$D_{X1} = R_C - q_1 \times X_1 = 18.12 - 7.56 \times 1.2$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_C = 18.12 \text{ kN}$$

$$X_1 = 1.2 \text{ m} \rightarrow D_B = 18.12 - 7.56 \times 1.2 = 9.05 \text{ kN}$$

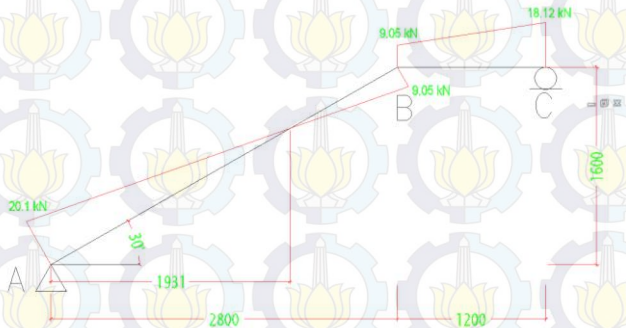
- Potongan X2

$$D_{X2} = R_A - q_2 \times X_2 = 20.1 - 10.41 \times 2.8$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 20.1 \text{ kN}$$

$$X_2 = 2.8 \text{ m} \rightarrow D_B = 20.1 - 10.41 \times 2.8 = -9.05 \text{ kN}$$

Gambar gaya lintang pada tangga ditunjukkan pada gambar 5.9.



Gambar 5.9 Diagram Gaya Lintang Pada Tangga

- Perhitungan Momen  
Potongan X1

$$M_{X1} = R_C \times X_1 - (q_1 X_1^2)/2$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_C = 0$$

$$X_1 = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_B$$

$$M_B = 18.12 \times 1.2 - \frac{7.56 \times 1.2^2}{2} = 16.3 \text{ kNm}$$

Potongan X2

$$M_{X_2} = R_A \times X_2 - (q_2 X_2^2)/2$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$X_2 = 2.8 \text{ m} \rightarrow M_B$$

$$M_B = 20.1 \times 2.8 - \frac{10.41 \times 2.8^2}{2} = 15.5 \text{ kNm}$$

- Momen Maksimum Pada Tangga

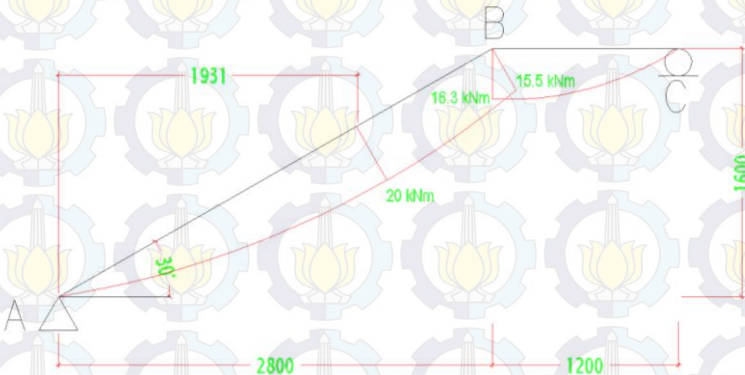
$$R_A + (q_2 X_2) = 0$$

$$D_{X_2} = 0 \rightarrow 20.1 + (10.41 \times X_2) = 0$$

$$X_2 = \frac{20.1}{10.41} = 1.93 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = R_C \times X_2 - \left( \frac{q_2 X_2^2}{2} \right)$$

$$M_{MAX} = 20.41 \times 1.93 - \left( \frac{10.41 \times 1.93^2}{2} \right) = 20 \text{ kNm}$$



Gambar 5.10 Diagram Momen Pada Tangga

### Penulangan Lentur Pada Tangga

Data Desain :

- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 25 Mpa  $\rightarrow \beta_1=0.85$
- Tebal Pelat ( $t$ ) = 120 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Tulangan ( $\phi$ ) = 12 mm
- $f_y$  = 240 Mpa
- $M_u$  = 20 kNm

Direncanakan menggunakan tulangan ( $\phi$ )=12 mm

#### *Penulangan Pelat Tangga*

$$M_{\max} : 20 \text{ kNm} = 20 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$V_u : -20.1 \text{ kN}$$

Tulangan Lapangan

$$\phi = 0.90 \quad (\text{SNI-2847-2013:9.3.2.1})$$

$$dx = 120 - 20 - \frac{12}{2} = 94 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{\min} = 0.0014 \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1})$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20 \times 10^6}{0.9} = 22222222.22 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{22222222.22}{1000 \times 94^2} = 2.515$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 2.515}{240}} \right) = 0.0112$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0112$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0112 \times 1000 \times 94 = 1051.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 9.3 \approx 10$$

Dipakai 10 $\phi$ 12 ( $A_s = 1130.4 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1130.4 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 12.8 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 226.2 \times 240 \left( 94 - \frac{12.8}{2} \right) = 21390000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 21390000 \text{ Nmm} \geq Mu = 20000000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{10-1} = 111.11 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

**Kontrol Spasi Tulangan:**

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$100 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$100 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$100 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 100$  (arah-x)

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 100 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

### Penulangan Pelat Bordes

$$M_B : 15.5 \text{ kNm} = 15.5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

### Tulangan Lapangan

$$\phi = 0.90 \quad (\text{SNI-2847-2013:9.3.2.1})$$

$$dx = 120 - 20 - \frac{12}{2} = 94 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 7.12.2.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{15.5 \times 10^6}{0.9} = 17222222.22 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{17222222.22}{1000 \times 94^2} = 1.95$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 1.95}{240}} \right) = 0.0085$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0085$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0085 \times 1000 \times 94 = 802 \text{ mm}^2$$

$$As_{1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 12^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_{1 \text{ tulangan}}} = 7.10 \approx 8$$

Dipakai 8 $\phi$ 12 ( $As = 904.3 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{904.3 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 10.2 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 904.3 \times 240 \left( 94 - \frac{10.2}{2} \right) = 17360000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 17360000 \text{ Nmm} \geq Mu = 15500000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{1000}{n - 1} = \frac{1000}{8 - 1} = 142.86 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$100 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$100 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$100 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $\phi 12 - 100$  (arah-x)

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 100 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$



### *Penulangan Balok Bordes*

#### **Data Desain :**

- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 25 Mpa  $\rightarrow \beta_1=0.85$
- Tebal Pelat (t) = 120 mm
- Tinggi Balok (h) = 300 mm
- Lebar balok = 200 mm
- Selimut Beton = 30 mm
- Tulangan Lentur ( $\phi$ ) = 16 mm
- ( $\phi$ ) Sengkang = 10 mm
- $f_y$  = 240 Mpa
- $M_u$  = 15.5 kNm

#### **Pembebanan Balok Bordess**

Berdasarkan analisis gaya dalam pada tangga didapat reaksi di titik C sebesar  $R_c = 18.12$  kN/m

#### **Beban Mati**

Berat Sendiri Balok =  $0.25 \times 0.3 \times 24 = 1.8$  kN/m

Dinding =  $1.6 \times 2.5 = 4.0$  kN/m

Total =  $1.8 \times 4.0 = 7.2$  kN/m

$q_d = 1.2Q_d + R_c = 1.2 \times 7.2 + 18.12 = 26.76$  kN/m

#### **Analisa Gaya Dalam Balok Bordess**

Pada proses Analisis struktur balok bordes ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan jepit-jepit, dimana pembebanan seperti gambar Gambar 5.11.

$$M_u = koefisien \times q_d \times l^2 = \frac{1}{10} \times 26.76 \times 3.6^2 = 34.68 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_d \times l = \frac{1}{2} \times 26.76 \times 3.6 = 48.17 \text{ kN}$$

### Penulangan Lentur Balok Bordess

Direncanakan menggunakan tulangan  $\phi 16$

$$M_u = 34.68 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 300 - 30 - 10 - \frac{16}{2} = 252$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34.68 \times 10^6}{0.9} = 38533333.33 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{38533333.33}{1000 \times 252^2} = 2.427$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 2.427}{240}} \right) = 0.0108$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0108$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0108 \times 250 \times 252 = 678.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_1 \text{ tulangan}}} = 3.38 \approx 4$$

Dipakai 4 $\phi$ 16 ( $A_s = 803.8 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{803.8 \times 240}{0.85 \times 25 \times 250} = 36.3 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 803.8 \times 240 \left( 252 - \frac{36.3}{2} \right) = 406000000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 406000000 \text{ Nmm} \geq Mu = 346800000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$S = \frac{250}{n-1} = \frac{250}{4-1} = 83.33 \text{ mm}$$

### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$83.33 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$83.33 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$83.33 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama 4D16

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 83.33 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 83.33 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

### Desain Tulangan Geser Balok Bordess

Direncanakan tulangan geser 2 kaki  $\phi 10$  ( $A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ )

$$V_u = 48.17 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 250 \times 252 = 53550 \text{ N} = 53.55 \text{ kN}$$

### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 240 \times 252}{(48.17 - 0.75 \times 53.55) \times 10^3} = 889.8 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{252}{2} = 126 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 125 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.6 bila  $V_u \geq 0.5\phi V_c$  maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$A_{v \min} = \frac{0.35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0.35 \times 250 \times 125}{240} = 45.57 \text{ mm}^2$$

→ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157.08 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 45.57 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 45.57 \times 240 \times 252}{125} = 16536.5 \text{ N}$$

$$= 16.54 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 16.54 + 0.75 \times 53.55 = 56.7 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u = 48.17 \text{ kN}$$

→ (Ok, Memenuhi)

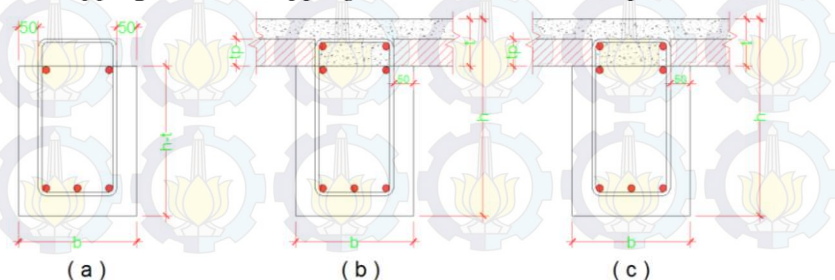
Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-125 \text{ mm}$  sepanjang  $2h=2 \times 300=600 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-125 \text{ mm}$

Desain tulangan geser balok bordes ditunjukkan pada Gambar 5.13.

### 5.3 Perencanaan Balok Sekunder

Pada perencanaan balok pracetak, penulangan dikontrol terhadap tiga kondisi yaitu, penulangan sebelum komposit sebelum overtopping, saat overtopping, dan saat sesudah komposit.



*Gambar 5.11 (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat overtopping, (c) Dimensi balok anak saat komposit.*

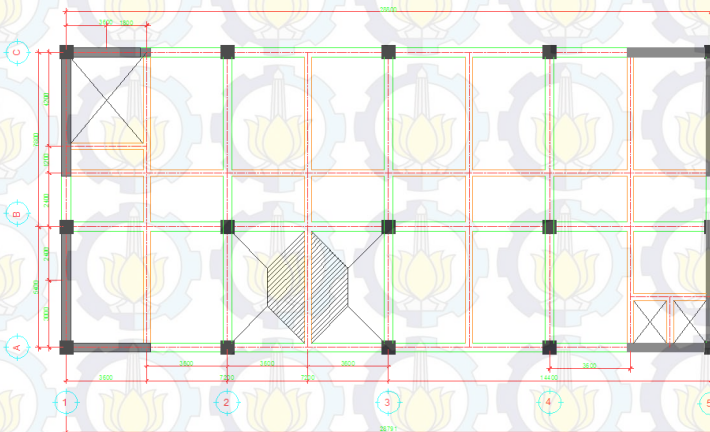
### Data desain balok sekunder B2

- Dimensi Balok = 30/50 mm
- Bentang Balok = 7200 mm
- Mutu Beton ( $f'c$ ) = 25 Mpa
- ( $\phi$ ) Tulangan Utama = 19 mm
- ( $\phi$ ) Tulangan Geser = 10 mm
- Selimut Beton = 30 mm

### **5.3.1 Perhitungan Pembebanan**

#### Pembebanan Balok Sekunder B2 As - 2'(A - B)

Denah lokasi balok sekunder B2 As - 2'(A - B) ditunjukkan pada gambar 5.3



*Gambar 5.12 Lokasi Peninjauan Balok Sekunder B2 As 2'-AB*

Terdapat dua struktur plat lantai yang membebani balok sekunder B2 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.3. Distribusi beban pada plat lantai bertipe tributary maka untuk mendapatkan

beban merata digunakan perumusan  $q_{ekv}$  (1 trapesium). Beban merata ini dipakai pada saat kondisi pelat sudah komposit.

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} q L_x \left[ 1 - \frac{L_x^2}{3L_y^2} \right]$$

$$L_x = 3600 - \left( \frac{400}{2} + \frac{300}{2} \right) = 3250 \text{ mm}$$

$$L_y = 5400 - \left( \frac{400}{2} + \frac{300}{2} \right) = 5050 \text{ mm}$$

*Pembebanan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)*

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri Blk} = 0.3 \times 0.38 \times 24 = 2.74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = \frac{1}{2} \times 0.07 \times 3.35 \times 24 = 2.81 \text{ kN/m}$$

$$Q_{DL} = 2.74 + 2.81 = 5.55 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1.4D_L = 1.4 \times 5.55 = 7.77 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1.2D_L + 1.6L_L = 1.2 \times 5.55 + 1.6 \times 2 = 9.86 \text{ kN/m}$$

*Pembebanan Sebelum Komposit (Saat Overtopping)*

Pada saat pengecoran ditambahkan beban mati akibat beton basah yang diovertopping sebesar 20 % dari beban mati balok dan pelat.

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri Blk} = 0.3 \times 0.38 \times 24 = 2.74 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = \frac{1}{2} \times 0.12 \times 3.35 \times 24 = 4.82 \text{ kN/m}$$

$$Q_{DL} = 2.74 + 4.82 = 7.56 \text{ kN/m}$$

$$20\% Q_{DL} = 0.2 (7.56) = 1.51 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Dltot} = 7.56 + 1.51 = 9.07 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1.4D_L = 1.4 \times (9.07) = 12.7 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1.2D_L + 1.6L_L = 1.2 \times (9.07) + 1.6 \times 2 = 14.1 \text{ kN/m}$$

Pembebanan Sesudah KompositBeban Mati

$$\text{Berat Sendiri} = 0.3 \times 0.5 \times 24 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 4.02 \times 3.25 \left[ 1 - \frac{3.25^2}{3 \times 5.05^2} \right] = \frac{7.65 \text{ kN/m} + 11.25 \text{ kN/m}}{2}$$

Beban Hidup

$$\text{Beban Hidup } (L_o) = 1.92 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{SNI-1727-2012 Tabel 4-1})$$

$$K_{LL} = 1 \quad (\text{SNI-1727-2012 Tabel 4-2})$$

$$A_T = 3.25 \times 5.05 = 16.41 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 1 \times 16.41 = 16.41 \text{ m}^2$$

Maka,  $16.41 \text{ m}^2 \leq 37.16 \text{ m}^2$  (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai =  $1.92 \text{ kN/m}^2$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1.92 \times 3.25 \left[ 1 - \frac{3.25^2}{3 \times 5.05^2} \right] = 3.66 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1.4D_L = 1.4 \times 11.25 = 15.75 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1.2D_L + 1.6L_L = 1.2 \times 11.25 + 1.6 \times 3.66 = 19.36 \text{ kN/m}$$

**5.3.2 Perhitungan Momen dan Gaya Geser**

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai balok anak sebelum dan sesudah komposit.

Momen dan Geser sebelum komposit (Sebelum Overtopping)



$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2\right) = \left(\frac{1}{8} \times 9.86 \times 5.4^2\right) = 35.94 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 9.86 \times 5.4 = 26.62 \text{ kN}$$

Momen dan Geser saat overtopping

$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2\right) = \left(\frac{1}{8} \times 14.1 \times 5.4^2\right) = 51.39 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 14.1 \times 5.4 = 38.1 \text{ kN}$$

Momen dan Geser sesudah komposit

$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2\right) = \left(\frac{1}{8} \times 19.36 \times 5.4^2\right) = 70.57 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 19.36 \times 5.4 = 52.27 \text{ kN}$$

### 5.3.3 Perhitungan Tulangan Lentur

Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)

Dimensi balok anak 30/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 240 \text{ Mpa}$

*Tulangan Lapangan*

$$M_u = 35.94 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 380 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 320.5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1})$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{35.94 \times 10^6}{0.9} = 39933333 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{39933333}{1000 \times 252^2} = 1.4$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 1.4}{240}} \right) = 0.0061$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0061$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0061 \times 300 \times 320.5 = 599.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_1 \text{ tulangan}}} = 1.97 \approx 2$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{senggang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 19}{2 - 1} = 162 \text{ mm}$$

Dipakai  $2\phi 19$  ( $A_s = 566.8 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{566.8 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 21.3 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 566.8 \times 240 \left( 317.5 - \frac{21.3}{2} \right) = 36390000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 36390000 \text{ Nmm} \geq Mu = 35940000 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan lapangan  $2\phi 19$

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$C_c = 20 \text{ mm}$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 565 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 41 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots \text{(OK).}$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 566.8 \\ &= 283.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan  $2 \phi 19 \text{ mm} = 566.8 \text{ mm}^2$

### Perhitungan Tulangan Saat Overtopping

Dimensi balok anak 30/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$f_c' = 25$  Mpa

$f_y = 240$  Mpa

$$M_u = 51.39 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 380 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 320.5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{51.39 \times 10^6}{0.9} = 57100000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{57100000}{1000 \times 320.5^2} = 2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 2}{240}} \right) = 0.0081$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0081$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0081 \times 300 \times 320.5 = 777.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 2.74 \approx 3$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 19}{3 - 1} = 72 \text{ mm}$$

Dipakai 3 $\phi$ 19 ( $A_s = 850.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{777.9 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 32 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 2883.9 \times 240 \left( 320.5 - \frac{32}{2} \right) = 55920000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 55920000 \text{ Nmm} \geq Mu = 51390000 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan lapangan 3 $\phi$ 19

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c =$  Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 565 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul}} = 72 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots(\text{OK}).$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$A_s = 0,5 \times A_s$$

$$= 0,5 \times 777,9$$

$$= 388,95 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lapangan  $2 \phi 19 \text{ mm} = 566,8 \text{ mm}^2$

### Perhitungan Tulangan Setelah Komposit

Dimensi balok anak 30/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

*Tulangan Lapangan*

$$M_u = 70,57 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 440,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0,054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{74.29 \times 10^6}{0.9} = 82544444.44 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{82544444.44}{300 \times 320.5^2} = 1.35$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 1.35}{240}} \right) = 0.0058$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai tulangan lapangan 2 $\phi$ 19

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

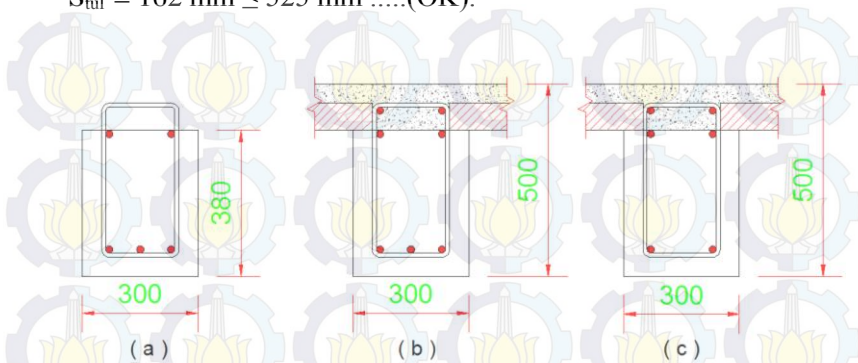
$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 40 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 565 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$   
 $S_{tul} = 162 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots(\text{OK}).$



Gambar 5.13 Penulangan daerah lapangan: (a) Tulangan balok anak sebelum komposit, (b) Tulangan balok anak saat overtopping, (c) Tulangan balok anak saat komposit.

### 5.3.4 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 10 mm

#### Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$V_u = 26.62 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 300 \times 320.5 = 81727 \text{ N} = 81.73 \text{ kN}$$

#### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 240 \times 320.5}{(26.62 - 0.75 \times 81.73) \times 10^3} = -261.32 \text{ mm}$$



Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{320.5}{2} = 160.25 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 150 \text{ mm}$

$$V_u = 65.95 \leq 0.5\phi V_c = 30.65$$

Maka, dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-150 \text{ mm}$  sepanjang  $2h=2 \times 500=1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-150 \text{ mm}$

#### Perhitungan Tulangan Geser Saat Overtopping

$$V_u = 38.1 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013; Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 300 \times 320.5 = 81727 \text{ N} = 81.73 \text{ kN}$$

#### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 240 \times 320.5}{(38.1 - 0.75 \times 81.73) \times 10^3} = -390.1 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{320.5}{2} = 160.25 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan  $s = 150 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.6 bila  $V_u \geq 0.5\phi V_c$  maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$V_u = 38.1 \geq 0.5\phi V_c = 30.65$$

$$A_{v \min} = \frac{0.35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0.35 \times 300 \times 150}{240} = 65.625 \text{ mm}^2$$

→ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157.08 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 65.625 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 157.08 \times 240 \times 320.5}{150} = 60412.97 \text{ N}$$

$$= 60.41 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 60.41 + 0.75 \times 81.73 = 121.71 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u = 38.1 \text{ kN}$$

→ (Ok, Memenuhi)

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-150 \text{ mm}$  sepanjang  
 $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-150 \text{ mm}$

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 52.27 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440.5 = 495562.5 \text{ N}$$

$$= 495.563 \text{ kN}$$

Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 240 \times 440.5}{(52.27 - 0.75 \times 495.56) \times 10^3} = -1379 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{440.5}{2} = 220.25 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

$$V_u = 52.27 \leq 0.5 \phi V_c = 185.84$$

Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 157.08 \times 240 \times 440.5}{150} = 62274.4 \text{ N}$$

$$= 62.274 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 62.274 + 0.75 \times 495.56 = 433.94$$

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u = 52.27 \text{ kN}$$

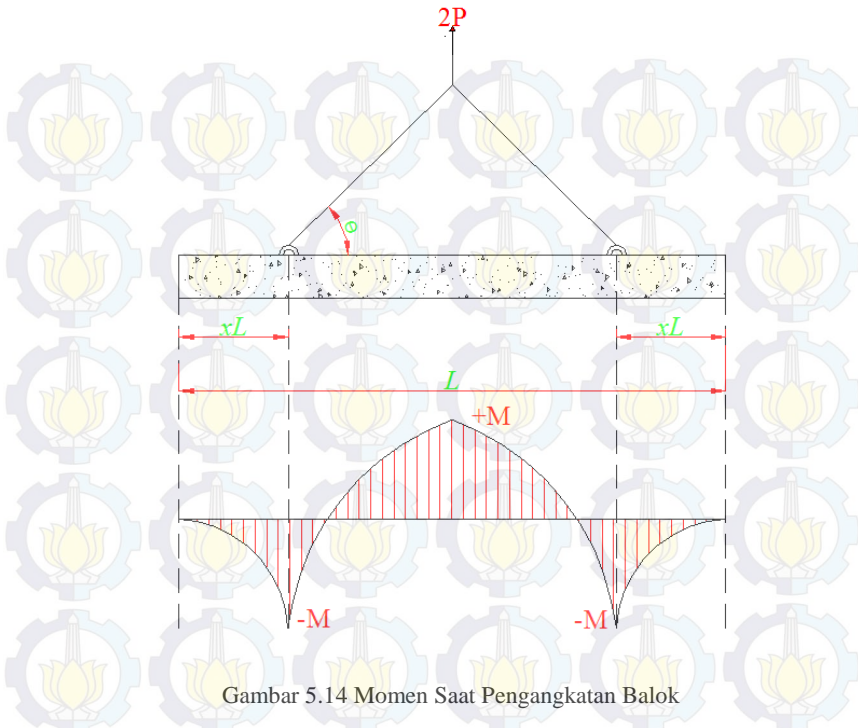
→ (Ok, Memenuhi)

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-200 \text{ mm}$  sepanjang  $2h=2 \times 500=1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-200 \text{ mm}$

### 5.3.5 Pengangkatan Elemen Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg}\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg}\theta}$$

$$2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg}\theta} \right)} \right)$$

Maka,

$$W = 0.38 \times 0.3 \times 24 = 2.74 \text{ kN}$$

$$Y_t = Y_b = \frac{(50 - 12)}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 24 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 24}{540 \times \text{tg}45}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{19}{19} \left( 1 + \frac{4 \times 24}{540 \times \text{tg}45} \right)} \right)} = 0.23$$

$$X \times L = 0.23 \times 540 = 124.2 \text{ cm}$$

$$+M = \frac{2.74 \times 5.4^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0.23 + \frac{4 \times 0.24}{5.4 \times \text{tg}45} \right) = 2.574 \text{ kNm}$$

$$-M = \frac{2.74 \times 0.23^2 \times 5.4^2}{2} = 2.113 \text{ kNm}$$

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.62 \times 1 \times \sqrt{25} = 3.1 \text{ Mpa}$$

$$W_t = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \times 300 \times 380^2 = 7220000 \text{ mm}^3$$

Momen Lapangan

$$f = \frac{+M}{W_t} = \frac{2.574 \times 10^6}{7220000} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.36 \text{ Mpa} \leq f_r = 3.1 \text{ Mpa} \quad (OK)$$

Momen Tumpuan

$$f = \frac{-M}{W_t} = \frac{2.113 \times 10^6}{7220000} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.29 \text{ Mpa} \leq f_r = 3.1 \text{ Mpa} \quad (OK)$$

#### 5.4 Perencanaan Balok Lift

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai dengan data – data pada Tabel 5.14.

Tabel 5.3 Data Lift

Tipe Lift		Passenger
Merk		SIGMA
Jenis Lift		Duplex
Kapasitas	Orang	8
	Beban (kN)	10
Lebar Pintu (mm)		900
Hoistway (mm)		4150 x 2150
Car Size (mm)		2000 x 2150
Dimensi Ruang Mesin (mm)		4800 x 2400
Beban Reaksi Ruang Mesin	R <sub>1</sub> (kN)	61.5
	R <sub>2</sub> (kN)	43

### Data Desain

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 25 Mpa  $\rightarrow \beta_1 = 0.85$

Tinggi balok ( $h$ ) = 500 mm

Lebar Balok ( $b$ ) = 300 mm

Selimit Beton = 40 mm

Diameter Tul. Lentur ( $\emptyset$ ) = 19 mm

Diameter Tul. Senggang ( $\emptyset$ ) = 10 mm

### Pembebanan Balok Lift

#### Beban Kejut

Berdasarkan RSNI-1727-2012 Ps 4.10.2 koefisien untuk memperhitungkan besarnya beban kejut boleh diambil sebesar 25 persen.

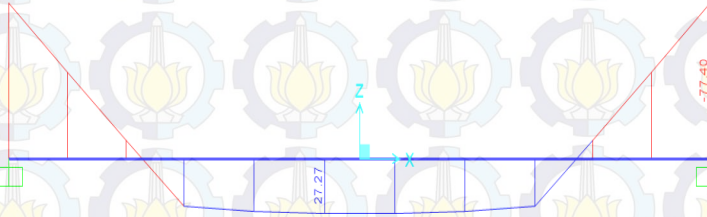
$$P = (1 + 0.25) \times 43 = 53.75 \text{ kN}$$

$$q_d = 0.3 \times 0.5 \times 24 = 3.6 \text{ kN/m}$$

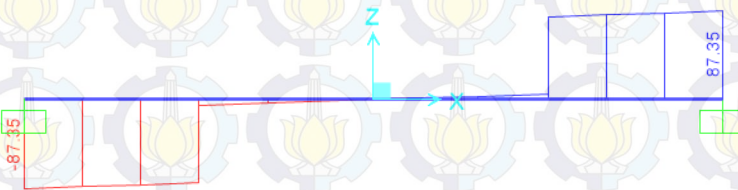
### Analisis Gaya Dalam Balok Lift

Balok lift yang tertumpu jepit pada kedua tumpuannya menjadikan balok tersebut tergolong mekanika statis tak tentu, sehingga penyelesaian analisis gaya dalamnya tidak dapat

diselesaikan secara sederhana. Oleh karena itu, dalam mencari gaya dalam balok lift digunakan program bantu analisis sehingga didapatkan gaya dalam seperti pada Gambar 5.16 untuk momen dan Gambar 5.17 untuk gaya geser.



Gambar 5.15 Momen Balok Lift Kombinasi 1.4D



Gambar 5.16 Gaya Geser Balok Lift Kombinasi 1.4D

#### 5.4.1 Desain Tulangan Lentur Balok Lift

##### Perhitungan Tulangan Setelah Komposit

Dimensi balok Lift 30/50

Tebal selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$f_c' = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 240 \text{ Mpa}$

Tulangan Lapangan

$M_u = 27.27 \text{ kNm}$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 440.5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{27.27 \times 10^6}{0.9} = 86000000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{86000000}{300 \times 440.5^2} = 0.521$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 0.521}{240}} \right) = 0.0022$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0.0058$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0120 \times 250 \times 440.5 = 770.9 \text{ mm}^2$$



$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_1 \text{ tulangan}} = 2.72 \approx 3$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{\text{selimut}} - 2\phi_{\text{senggang}} - n\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 19}{3 - 1} = 72 \text{ mm}$$

Dipakai 3 $\phi$ 19 ( $As = 850.2 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{850.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 32 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 850.2 \times 240 \left( 440.5 - \frac{32}{2} \right) = 77950000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 77950000 \text{ Nmm} \geq Mu = 27270000 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan utama 3 $\phi$ 19

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 72 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul}} = 72 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

*Tulangan Tumpuan*

$$M_u = 77.4 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 380 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 320.5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0058 \text{ (SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{77.4 \times 10^6}{0.9} = 86000000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{86000000}{300 \times 440.5^2} = 1.477$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{11.294} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.294 \times 1.477}{240}} \right) = 0.064$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0064$

$$A_{Sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.064 \times 250 \times 440.5 = 843.9 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_1 \text{ tulangan}} = 2.98 \approx 3$$

Dipakai 3 $\phi$ 19 ( $As = 850.2 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{b_w - 2t_{\text{selimut}} - 2\phi_{\text{senggang}} - n\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 19}{3 - 1} = 72 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{850.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 32 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 850.2 \times 240 \left( 440.5 - \frac{32}{2} \right) = 77950000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 77950000 \text{ Nmm} \geq Mu = 77400000 \text{ Nmm (OK)}$$

### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$72 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$72 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama 3 $\phi$ 19

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 240 = 160 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{160} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 72 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm}$$

Maka, digunakan  $s = 525 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 72 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \dots(\text{OK}).$$

### 5.4.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok Lift

Dipakai tulangan diameter 10 mm

#### Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 87.75 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440.5 = 495562.5 \text{ N} \\ = 495.563 \text{ kN}$$

#### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 240 \times 440.5}{(82.5 - 0.75 \times 495.56) \times 10^3} = 0 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{440.5}{2} = 220.25 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

$$V_u = 87.75 \leq 0.5 \phi V_c = 185.84$$

Maka digunakan  $s = 200 \text{ mm}$

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 157.08 \times 240 \times 440.5}{150} = 62274.4 \text{ N}$$

$$= 62.274 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 62.274 + 0.75 \times 495.56 = 433.94$$

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u = 87.75 \text{ kN}$$

→ (Ok, Memenuhi)

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-200 \text{ mm}$  sepanjang

$$2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-200 \text{ mm}$

## BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISIS BEBAN GEMPA

### 6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan

Perhitungan beban-beban yang bekerja pada struktur Gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya mengacu pada SNI-1727-2013 (Beban Minimum untuk Struktur Gedung dan Bangunan Lain).

Keseluruhan beban akibat masing-masing komponen yang membebani struktur Gedung Hotel Fave Surabaya dapat dilihat pada Tabel 6.1 s/d 6.6.

Tabel 6.1 Beban Pada Lantai 1

No	Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)	
1	Pelat Lantai	3.6	1.8	0.12	43	24	802.48	
		3.6	2.4	0.12	8	24	199.07	
2	Opening							
3	Penggantung	311.7225				0.07	21.82	
4	Plafon	311.7225				0.11	34.29	
5	Keramik ( 2 cm)	311.7225			0.02		1.50	
6	KOLOM							
	K1 60/60	4.6	0.6	0.6	9	24	357.70	
7	BALOK							
	BI 40/60	1	7.8	0.4	0.6	3	24	134.78
		2	7.2	0.4	0.6	9	24	373.25
		3	5.4	0.4	0.6	3	24	93.31
		4						0.00
	BA 30/50	1	7.8	0.3	0.5	4	24	112.32
		2	7.2	0.3	0.5	4	24	103.68
		3	5.4	0.3	0.5	4	24	77.76
		4	3.6	0.3	0.5	3	24	38.88
8	SHEARWALL	28.2	0.4	3.2		24	866.30	
9	Dinding	48		3.2		2.5	384.00	
10	Dinding Lift & Tangga	14.4		3.2		2.5	115.20	
11	Spesi (1 cm)	311.7225				0.01	0.65	
12	Ducting AC	311.7225				0.15	46.76	
13	Plumbing	311.7225				0.1	31.17	
Total							3794.92	

Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2-12

No	Jenis Beban	L	B	H	n	Beban Mati (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)	
		(m)	(m)	(m)				
1	Pelat Lantai	3.6	1.8	0.12	44	24	821.15	
		3.6	2.4	0.12	8	24	199.07	
2	Opening							
3	Penggantung	357.66				0.07	25.04	
4	Plafon	357.66				0.11	39.34	
5	Keramik ( 2 cm)	357.66		0.02		0.24	1.72	
6	KOLOM							
	K1 60/60	3.2	0.6	0.6	9	24	248.83	
7	BALOK							
	BI 40/60	1	7.8	0.4	0.6	3	24	134.78
		2	7.2	0.4	0.6	9	24	373.25
		3	5.4	0.4	0.6	3	24	93.31
		4						0.00
	BA 30/50	1	7.8	0.3	0.5	4	24	112.32
		2	7.2	0.3	0.5	4	24	103.68
		3	5.4	0.3	0.5	4	24	77.76
		4	3.6	0.3	0.5	3	24	38.88
8	SHEARWALL	28.2	0.4	3.2		24	866.30	
9	Dinding	48		3.2		2.5	384.00	
10	Dinding Lift & Tangga	14.4		3.2		2.5	115.20	
11	Spesi (1 cm)	357.66			0.01	0.21	0.75	
12	Ducting AC	357.66				0.15	53.65	
13	Plumbing	357.66				0.1	35.77	
		Total					3724.79	

Tabel 6.3 Beban Pada Lantai Atap

No	Jenis Beban	L	B	H	n	Beban Mati (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)	
		(m)	(m)	(m)				
1	Pelat Lantai	3.6	1.8	0.12	43	24	802.48	
		3.6	2.4	0.12	8	24	199.07	
2	Opening			-		24	0.00	
3	Penggantung	372.06				0.07	26.04	
4	Plafon	372.06				0.11	40.93	
5	Keramik ( 2 cm)			0.02		0.24	0.00	
6	KOLOM							
	K1 60/60	3.2	0.6	0.6	9	24	248.83	
7	BALOK							
	Bi 40/60	1	7.8	0.4	0.6	3	24	134.78
		2	7.2	0.4	0.6	9	24	373.25
		3	5.4	0.4	0.6	3	24	93.31
		4						0.00
	BA 30/50	1	7.8	0.3	0.5	4	24	112.32
		2	7.2	0.3	0.5	4	24	103.68
		3	5.4	0.3	0.5	4	24	77.76
		4	3.6	0.3	0.5	3	24	38.88
8	SHEARWALL	28.2	0.4	3.2		24	866.30	
9	Dinding	14.2		3.2		2.5	113.60	
10	Dinding Lift & Tangga	-					-	
11	Spesi (1 cm)	372.06			0.01	0.21	0.78	
12	Ducting AC	372.06				0.15	55.81	
13	Plumbing	372.06				0.1	37.21	
		Total					3325.04	

Tabel 6.4 Beban Pada Ruang Mesin Lift

No	Jenis Beban	L	B	H	n	Beban Mati (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)
		(m)	(m)	(m)			
1	Pelat Lantai	12.6		0.1		24	30.24
2	Penggantung	12.6				0.07	0.88
3	KOLOM						
	K 30/30	3.2	0.3	0.3	6	24	41.47
4	BALOK						
	Balok Melintang						
	B 20/30	17.7	0.2	0.3		24	25.49
	Balok Memanjang						
	B 20/30	14.8	0.2	0.3		24	21.31
5	Dinding	-		3.2		2.5	
6	Spesi (1 cm)	12.6			0.01	0.21	0.03
		Total					119.42



Berdasarkan SNI-1727-2013 Tabel 4-1 beban hidup hotel pada plat lantai digunakan sebesar 1.92 kN/m<sup>2</sup>. Sedangkan untuk lantai atap digunakan sebesar 0.96 kN/m<sup>2</sup>.

Berdasarkan SNI-1727-2013 Ps C.4.1 reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diperbolehkan untuk direduksi sebesar 0.7 sehingga total beban hidup untuk masing-masing lantai diperlihatkan pada Tabel 6.5.

Tabel 6.5 Beban Hidup Pada Setiap Lantai

Elevasi	Lantai	Luasan	Beban Hidup	Beban Hidup 70%
		(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)
44.6	R.Mesin	12.60	0.96	8
41.6	Atap	372.06	0.96	250
38.4	Lantai 12	357.66	1.92	481
35.2	Lantai 11	357.66	1.92	481
32	Lantai 10	357.66	1.92	481
28.8	Lantai 9	357.66	1.92	481
25.6	Lantai 8	357.66	1.92	481
22.4	Lantai 7	357.66	1.92	481
19.2	Lantai 6	357.66	1.92	481
16	Lantai 5	357.66	1.92	481
12.8	Lantai 4	357.66	1.92	481
9.6	Lantai 3	357.66	1.92	481
6.4	Lantai 2	357.66	1.92	481
3.2	Mezzanin	311.72	1.92	419
TOTAL				5965

Sehingga didapatkan total beban yang bekerja pada setiap lantainya, seperti diperlihatkan pada Tabel 6.6.

Tabel 6.6 Beban yang Bekerja pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Beban Mati	Beban Hidup	Total
		(kN)	70% (kN)	
44.6	R.Mesin	119	8	128
41.6	Atap	3325	250	3575
38.4	Lantai 12	3725	481	4205
35.2	Lantai 11	3725	481	4205
32	Lantai 10	3725	481	4205
28.8	Lantai 9	3725	481	4205
25.6	Lantai 8	3725	481	4205
22.4	Lantai 7	3725	481	4205
19.2	Lantai 6	3725	481	4205
16	Lantai 5	3725	481	4205
12.8	Lantai 4	3725	481	4205
9.6	Lantai 3	3725	481	4205
6.4	Lantai 2	3725	481	4205
3.2	Mezzanin	3795	419	4214
TOTAL				54177

Berdasarkan Tabel 6.6 didapatkan berat total bangunan sebesar  $W = 54117 \text{ kN}$

## 6.2 Analisis Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu peraturan gempa terbaru yaitu SNI-1726-2012. Berdasarkan konfigurasi struktur Gedung Hotel Fave Surabaya, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

## 1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Tabel 6.7 Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, 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 risiko 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 industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

## 2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

Tabel 6.8 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

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

## 3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah ( $S_s$ , $S_1$ )

Menentukan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda pendek, redaman 5 persen ( $S_s$ ) dan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda 1 detik, redaman 5 persen ( $S_1$ ) Berdasarkan peta gempa pada SNI 1726-2012 dengan lokasi gedung yang terdapat pada wilayah Balikpapan serta melakukan interpolasi pada data tersebut, didapatkan data seperti pada Tabel 6.10.

Tabel 6.9 Menentukan Parameter Percepatan Tanah ( $S_s$ ,  $S_1$ )

Parameter Percepatan Respon Spektral	Peta Gempa SNI 1726-2012	Digunakan
$S_s$	(0.6 – 0.7 ) g	0.6 g
$S_1$	(0.2 – 0.25) g	0.2 g

#### 4. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata ( $N$ ) dengan menggunakan perhitungan seperti yang ditunjukkan sebagai berikut.

Tabel 6.10 Data N-SPT

KEDALAMAN (m)	N-SPT	$d_i/N_i$
0	0	
2.5	4	0.625
4.5	17	0.265
6.5	1	6.500
8.5	1	8.500
10.5	1	10.500
12.5	1	12.500
14.5	2	7.250
16.5	2	8.250
18.5	3	6.167
20.5	4	5.125
22.5	7	3.214
24.5	14	1.750
26.5	17	1.559
28.5	15	1.900
30.5	17	1.794
32.5	14	2.321
34.5	18	1.917
36.5	17	2.147
38.5	18	2.139
40.5	14	2.893
42.5	15	2.833
44.5	16	2.781
46.5	40	1.163
48.5	70	0.693

$$\bar{N} =$$

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

$$\sum d_i = 612$$

$$\sum \frac{d_i}{N_i} = 94.785$$

$$\bar{N} = \frac{612}{94.785} = 6.47$$

#### 5. Menentukan Koefisien Lokasi $F_a$ dan $F_v$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan Tabel 4 dan 5 pada SNI 1726-2012.

- Menentukan  $F_a$

Berdasarkan Tabel 4 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_s$  yang terdapat pada Tabel 6.11.

dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan  $F_a$  sebesar 1.5 (interpolasi linier).

- Menentukan  $F_v$

Berdasarkan Tabel 5 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_l$  yang terdapat pada Tabel 6.11 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan  $F_v$  sebesar 3.2

6. Menentukan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Rumus 3.2

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1.5 \times 0.6 = 0.9$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_l = 3.2 \times 0.2 = 0.64$$

7. Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain ( $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ )

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.9 = 0.6$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.64 = 0.427$$

8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Gedung Hotel Fave Surabaya termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.11

Tabel 6.11 Penentuan Kategori Desain

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

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

### 9. Menentukan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan Tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur Gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya akan menggunakan tipe B.5 yaitu Sistem rangka gedung dimana dinding geser akan memikul seluruh gaya lateral sedangkan rangka bangunan memikul beban gravitasi ditambah momen akibat perpindahan lateral dinding geser.

Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pula pada Tabel 6.12.

Tabel 6.12 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^*$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^*$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^*$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_s$ (m) <sup>a</sup>					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D <sup>b</sup>	E <sup>c</sup>	F <sup>d</sup>	
<b>B. Sistem rangka bangunan</b>									
1. Rangka baja dengan breasing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30	
2. Rangka baja dengan breasing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30	
3. Rangka baja dengan breasing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10 <sup>e</sup>	10 <sup>f</sup>	TI <sup>g</sup>	TI <sup>g</sup>
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30	
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 <sup>h</sup>	12 <sup>i</sup>	12 <sup>h</sup>	12 <sup>h</sup>
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan breasing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30	
11. Rangka baja dan beton komposit dengan breasing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30	

Berdasarkan Tabel 6.12 diapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$R = 6$  (*Koefisien Modifikasi Respon*)

$\Omega_0 = 2.5$  (*Faktor Kuat Lebih Sistem*)

$C_d = 5$  (*Faktor Rembesan Defleksi*)

#### 10. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726-2011 Pasal 6.4 dibawah ini :

$$T_0 = \frac{0.2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.2 \times 0.427}{0.6} = 0.142 \text{ dt}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.427}{0.6} = 0.712 \text{ dt}$$

Untuk perioda yang lebih kecil  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ), harus didesain dengan persamaan:

Untuk,  $T=0 \rightarrow T < T_0$ , maka :

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) = 0.6 \left( 0.4 + 0.6 \frac{0}{0.142} \right) = 0.24$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spectrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $S_{DS}$ .

Untuk,  $T=0.712 \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s$ , maka :

$$S_a = S_{DS} = 0.6$$

Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spectrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) diambil berdasarkan persamaan :

Untuk,  $T=0.812 \rightarrow T > T_s$ , maka :

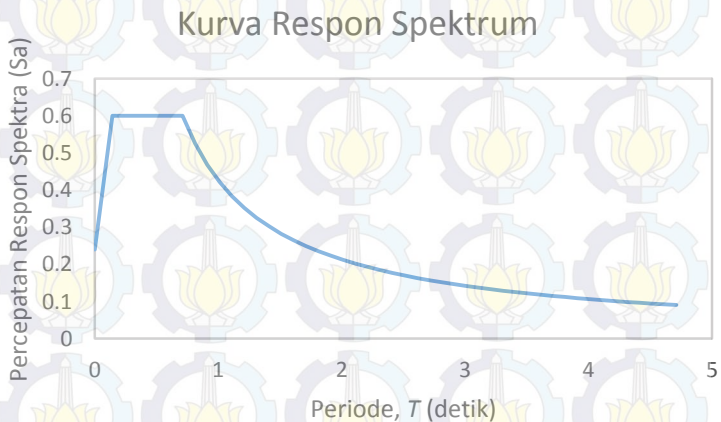
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.427}{0.812} = 0.526$$

Perhitungan tersebut juga diperlihatkan pada Tabel 6.13 dengan interval data sebesar 1 detik.

Tabel 6.13 Tabel Perhitungan Spektrum Desain

T		$S_a$
$T_0$	0.1423	0.6
$T_s$	0.7117	0.6
$T_s + 0.3$	1.0117	0.422076
$T_s + 1.3$	2.0117	0.212262
$T_s + 2.3$	3.0117	0.141782
$T_s + 3$	3.7117	0.115043
$T_s + 4$	4.7117	0.090626

Dengan menggunakan interval perioda sebesar 0.1 detik didapatkan grafik respon spektrum desain seperti pada Gambar 6.1



Gambar 6.1 Grafik Respon Spektrum Desain

11. Merencanakan Perkiraan Periode Alami Fundamental  
Berdasarkan SNI-1726-2012 Ps. 7.8.2 penentuan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI-1726-2012. Dengan parameter  $C_t$



dan  $x$  diambil dari Tabel 15 SNI-1726-2012, serta  $h_n$  merupakan total tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0.0488 \times 47.6^{0.75} = 0.884 \text{ detik}$$

Periode struktur yang didapatkan dari hasil analisis gempa tidak boleh melebihi batasan atas dari periode fundamental yang ditentukan dengan perumusan berikut.

$$T = C_u T_a \rightarrow C_u \text{ (Tabel 14 SNI - 1726 - 2012)}$$

$$S_{D1} \geq 0.4 \rightarrow C_u = 1.4$$

$$T = 1.4 \times 0.884 = 1.237 \text{ detik}$$

## 12. Perhitungan Gaya Dasar Seismik (V)

Data desain:

$$S_{DS} = 0.6$$

$$S_{D1} = 0.427$$

Faktor reduksi gempa,  $R = 6$

Faktor keutamaan gempa,  $I_e = 1$

Menentukan koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) ditentukan dengan perumusan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.6}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0.1$$

Dan  $C_s$  tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.6}{1.210 \left(\frac{6}{1}\right)} = 0.083$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.001$$

$$C_s = 0.044 \times 0.6 \times 1 \geq 0.001$$

$$C_s = 0.0264 \geq 0.001$$

Maka, nilai  $C_s$  diambil 0.1

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik (V) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI-1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$V = C_s W = 0.1 \times 61737 = 6843.2 \text{ kN}$$

### 13. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan 30 pada SNI-1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Dimana:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Untuk  $T \leq 0.5$  s ; maka nilai  $k=1$

$T \geq 2.5$  s ; maka nilai  $k=2$

$0.5$  s  $\leq T \leq 2.5$  s ; maka nilai  $k$  diperoleh dengan cara interpolasi linier dari kedua nilai  $k$  di atas.

Dari hasil analisis struktur didapatkan,

$T_{cx}=1.192$  detik, maka nilai  $k$  adalah sebagai berikut :

$$k = 1 + \left( \frac{1.192 - 0.5}{2.5 - 0.5} (2 - 1) \right) = 1.35$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 6.14

Tabel 6.14 Gaya gempa ( $F_x$ ) pada tiap lantai

Lantai ke	$h_i$	$W_i$ (kN)	$W_x \cdot h_i^k$	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)
R.Mesin Lift	46.2	128	7295.01	0.0048	25.74
Atap	43	3575	189056.92	0.1231	667.10
Lantai 12	39.8	4205	204971.29	0.1335	723.25
Lantai 11	36.6	4205	187624.23	0.1222	662.04
Lantai 10	33.4	4205	170360.50	0.1110	601.13
Lantai 9	30.2	4205	153187.64	0.0998	540.53
Lantai 8	27	4205	136114.74	0.0887	480.29
Lantai 7	23.8	4205	119153.03	0.0776	420.44
Lantai 6	20.6	4205	102316.65	0.0666	361.03
Lantai 5	17.4	4205	85624.07	0.0558	302.13
Lantai 4	14.2	4205	69100.40	0.0450	243.82
Lantai 3	11	4205	52781.98	0.0344	186.24
Lantai 2	7.8	4205	36726.22	0.0239	129.59
Lantai 1	4.6	4214	21081.02	0.0137	74.39
TOTAL		54177.2	1535393.69	1.000	5417.72

$$T_{cy}=1.153$$

$$k = 1 + \left( \frac{1.253 - 0.5}{2.5 - 0.5} (2 - 1) \right) = 1.33$$

Tabel 6.15 Gaya gempa ( $F_y$ ) pada tiap lantai

Lantai ke	$h_i$	$W_i$ (kN)	$W_x \cdot h_i^k$	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)
R.Mesin Lift	46.2	128	15792.51	0.0053	28.47
Atap	43	3575	403400.54	0.1342	727.16
Lantai 12	39.8	4205	430595.48	0.1433	776.18
Lantai 11	36.6	4205	387552.35	0.1289	698.59
Lantai 10	33.4	4205	345464.82	0.1149	622.73
Lantai 9	30.2	4205	304400.32	0.1013	548.70
Lantai 8	27	4205	264438.67	0.0880	476.67
Lantai 7	23.8	4205	225675.98	0.0751	406.80
Lantai 6	20.6	4205	188230.74	0.0626	339.30
Lantai 5	17.4	4205	152253.23	0.0507	274.45
Lantai 4	14.2	4205	117941.51	0.0392	212.60
Lantai 3	11	4205	85570.94	0.0285	154.25
Lantai 2	7.8	4205	55556.29	0.0185	100.14
Lantai 1	4.6	4214	28670.64	0.0095	51.68
TOTAL		54177.2	3005544.02	1.000	5417.72

Setelah dilakukan pemilihan kriteria desain, didapatkan data gedung yang telah dimodifikasi, yaitu :

Tipe Bangunan : Gedung Apartemen.

- Klasifikasi Situs : Tanah Lunak (SE).
- Kategori Desain Seismik : D
- Faktor Keutamaan Gedung,  $I_e$  : 1
- Koefisien Modifikasi Respon,  $R$  : 6
- Faktor Kuat Lebih Sistem,  $\Omega_0$  : 2,5
- Faktro Rembesan Defleksi,  $C_d$  : 5
- Jumlah Lantai :13 Lantai Panjang Bangunan : 54 m
- Lebar Bangunan : 13.2 m

- Tinggi Bangunan : 46.2 m  
(termasuk rumah lift).  
Lantai Dasar : 4.8 m  
Lantai 2 s/d 12 : 3.2 m
- Struktur Bangunan : Beton Bertulang
  - Sistem Struktur : SRB - SDSK
  - Struktur Pondasi : Pondasi Dalam.

## 6.3 Analisa Struktur dengan Program Etabs V9.7.1

### 6.3.1 Permodelan Struktur

#### 1. Pembuatan Grid Line

Untuk membuat grid line pada ETABS, langkah-langkah yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- File > New Model > Default.Edb
- Pada opsi “Building Plan Grid System and Story Definition”, dipilih structural object: Grid only
- Kemudian edit boxes diisi sesuai denah atau data bangunan yang direncanakan

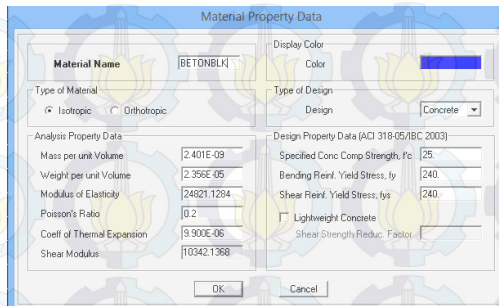


Gambar 6.2 Grid system dan Story Data

## 2. Penentuan Material Struktur

Untuk menentukan material struktur, langkah-langkah yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- Pilih menu **Define > Material Properties**
- Dalam option “Define Materials” pilih Conc (concrete) kemudian pilih Modify/Show Materials.
- Pada options “Material Property Data”, pada Analysis Properti Data isi Edit Boxes sesuai data material yang digunakan (perhatikan satuan yang dipakai).
- Nilai Edit Box Modulus Elasticity diperoleh dari rumus pada SNI-2847-2013 Ps 8.5.1 yaitu  $4700\sqrt{f'_c}$ .



Gambar 6.3 Grid system dan Story Data

## 3. Penentuan Dimensi Frame (Rangka)

### • Input Data Pelat

Untuk mendefinisikan ukuran pelat pada ETABS, pilih menu Define, Wall Slab/Deck Sections > Add New Deck > Add New Slab, kemudian diisi data sesuai dengan data perencanaan.

Gambar 6.4 Input Properti Pelat

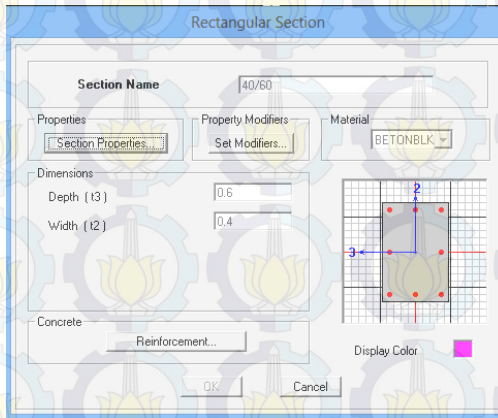
Kemudian berdasarkan SNI-2847-2013 pasal 10.10.4 (analisis orde dua elastis) harus meninjau property penampang yang ditetapkan yang memperhitungkan pengaruh beban aksial, keberadaan daerah retak pada seluruh panjang komponen struktur, dan pengaruh jangka waktu pembebanan. Untuk pelat properti yang digunakan adalah  $0,25I_g$ , Balok  $0,35I_g$ , dan Kolom  $0,7I_g$ .

Untuk itu, dipilih set modifier lalu mengganti enam data seperti diperlihatkan pada Gambar 6.4.

Gambar 6.5 Input Set Modifier Pelat

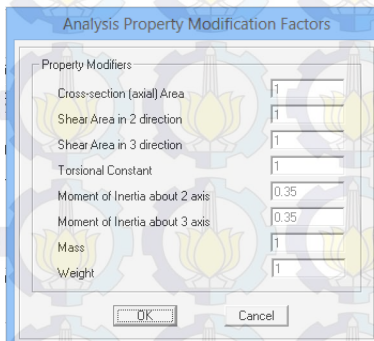
- **Input Data Balok**

Untuk memasukan data dimensi balok dipilih menu *Define > Frame Section > Add Rectangular.*



*Gambar 6.6 Input Data Balok*

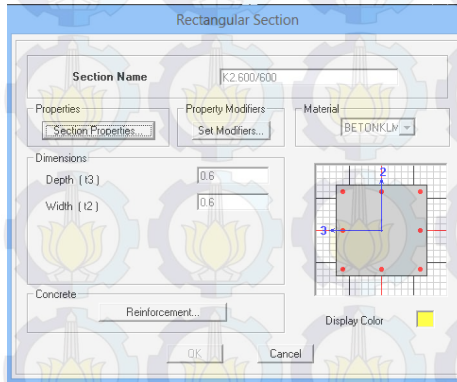
Kemudian pada *property modifier > set modifier* dimasukan angka seperti pada Gambar 6.5.



*Gambar 6.7 Input Set Modifier Pada Balok*

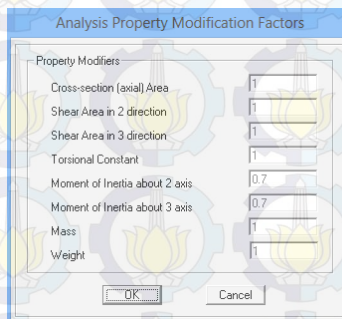
- **Input Data Kolom (60/60)**

Untuk memasukan data dimensi kolom sama seperti pada balok, yaitu dipilih menu *Define* > *Frame Section* > *Add Rectangular*.



Gambar 6.8 Input Data Kolom

Kemudian pada *property modifier* > *set modifier* dimasukan angka 0,7 seperti pada Gambar 6.6.



Gambar 6.9 Set Modifier Pada Kolom

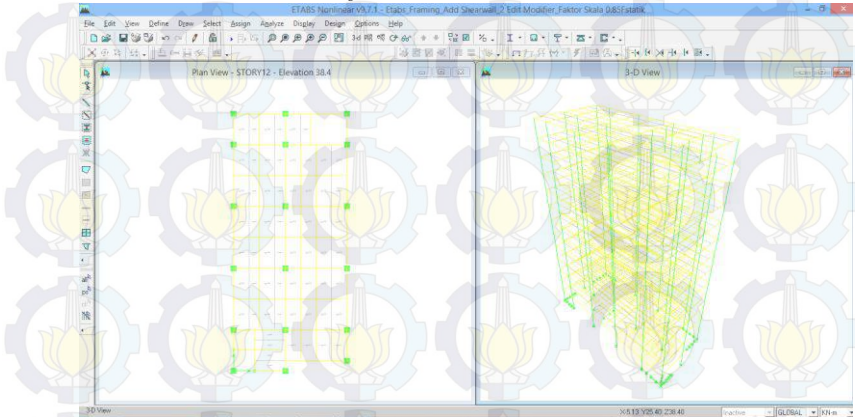
#### 4. Penggambaran Model Elemen

Setelah semua data material yang dipakai sudah didefinisikan, langkah selanjutnya adalah menggambar



letak balok, kolom, dan pelat sesuai dengan denah yang direncanakan.

- Untuk penggambaran balok dan kolom menggunakan menu *Draw>Line Object*
- Untuk penggambaran Pelat menggunakan menu *Draw>Area Object*

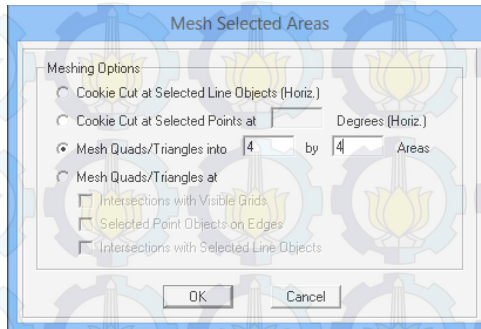


Gambar 6.10 Output Penggambaran Permodelan Struktur

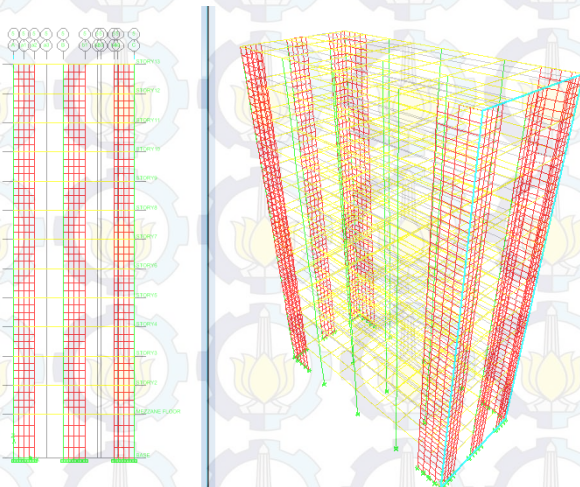
## 5. Permodelan Dinding Geser (*Shear Wall*)

- Untuk permodelan area/shear wall dipilih menu *Draw>Area Object>Draw Rectangular Area*. Pada *Properties of Object* dipilih property elemen wall yang sudah dibuat: *Shear Wall*
- shear wall digambarkan seperti pada denah yang direncanakan.
- Selanjutnya dilakukan Mesh Area pada area Shear Wall agar elemen dapat lebih bedeformasi lateral (tidak kaku) dan menghindari perubahan tegangan yang signifikan maupun konsentrasi tegangan. Dalam hal ini Meshing yang dilakukan adalah membagi area per segmen menjadi 4 x 4 dengan memilih menu

*Edit>Mesh Areas>Mesh Quad/Triangles into 4 by 4 Areas.*



*Gambar 6.11 Mesh Areas Shear Wall*



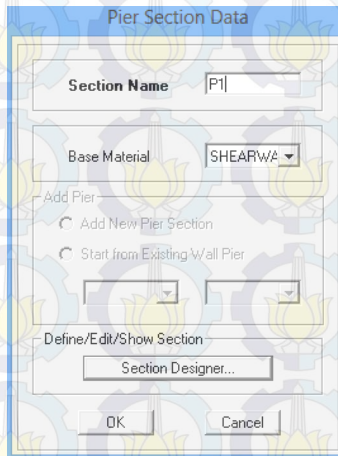
*Gambar 6.12 Permodelan Shear Wall (Meshing 4x4)*

### **- Permodelan Area Shear Wall Sebagai Pier**

Kegunaan permodelan area shear wall sebagai pier adalah penggabungan area-area pada tiap tipe shear wall dalam satu rantai menjadi satu kesatuan sehingga menjadi struktur yang menerima beban aksial dan lentur (seperti kolom). Untuk

memodelkan shear wall sebagai pier dilakukan dengan memilih menu **Assign>Shell/Area>Pier Label>Add New Pier**.

Untuk mengecek apakah bentuk area shear wall sudah sesuai dengan area yang dimodelkan pada Pier, maka dicek pada Section Designer dengan memilih menu *Design>Shear Wall Design> Deifine Pier Sections For Checking>Add Pier Section>* kemudian isi box seperti pada Gambar 6.13.



Gambar 6.13 Data Penampang Pier

kemudian pada section designer ditentukan tulangan longitudinal yang dipakai (corner reinforcing dan edge reinforcing) untuk mendapatkan diagram interaksi pada pier.

Karena bentuk geometri penampang pier serta ukuran dan lokasi penulangan tulangan vertikal menggunakan section designer, maka pier dimodelkan sebagai *General Reinforcement Pier Section*. untuk memodelkan pier sebagai *General*

*Reinforcement Pier* dipilih menu *Select>By Pier ID> P1 > OK*, lalu modelkan sebagai *General Reinforcement Pier* dengan memilih menu *Design>Shear Wall Design>Assign Pier Section For Checking>General Reinforcement Pier Section*.

## 6. Permodelan Perletakan Struktur

Karena permodelan perletakan struktur adalah jepit, pada ETABS dapat dimodelkan dengan memblok semua joint pada level base kemudian pilih menu *Assign>Joint Point>Restraint(Supports)*, lalu pada *Pop-up* yang muncul dipilih “*Restrain in Global Direction*” atau pilih gambar jepit seperti pada Gambar 6.9.



Gambar 6.14 Permodelan Perletakan Struktur

## 7. Permodelan Rigid Offset

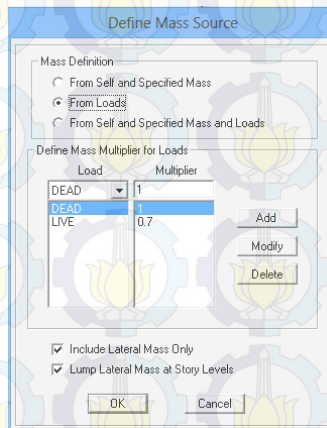
Pada ETABS pendekatan pengaruh kekakuan sambungan dapat dimodelkan sebagai *Rigid Zone Offset*. Nilai default *Rigid-Zone Factor* = 0. Jika *Rigid Zone Factor* = 1 maka dianggap end-offset sebagai element yang sangat kaku (fully rigid). Secara umum, manual program menyatakan bahwa *Rigid Zone Factor*  $\leq 0.5$ .

Untuk memodelkan *Zone Factor* ini dipilih menu *Assign>Frame Line>End (length)*, kemudian masukan nilai *Rigid Zone Factor* = 0.5.

### 6.3.2 Pembebanan Struktur

#### 1. Nilai Massa (Mass Source)

Karena semua elemen yang tergambar dalam ETABS seperti: Balok, Kolom, serta Shearwall telah memiliki massa sesuai yang kita masukkan pada menu “Material Properties. Maka, Pada ETABS agar tidak terjadi input massa yang sama harus ditentukan sebagai berikut:



Gambar 6.15 Define Mass Source

Pada Mass Definition dipilih *From Loads*, ini berarti massa yang dihitung adalah dari beban mati tambahan (load), dan juga termasuk dari berat sendiri (beban DEAD sudah termasuk *Self Weight*)

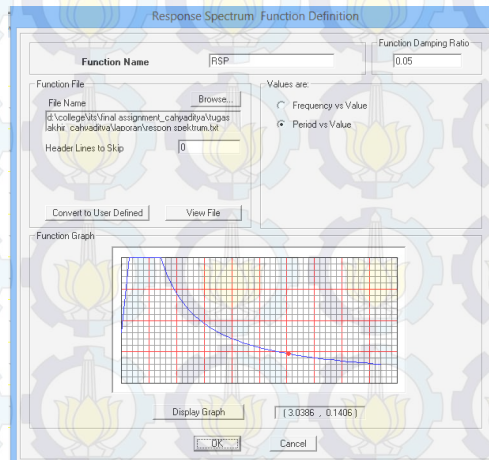
Kemudian massa struktur dianggap berasal dari berat beban mati total (pengali=1) dan beban hidup efektif sebesar 70% (pengali=0.7).

#### 2. Jenis Beban Gempa yang Dipakai dalam Analisa Struktur

Pada perhitungan beban gempa digunakan beban gempa dinamik menggunakan Respon Spektrum Gempa rencana sesuai SNI-1726-2012. Agar dapat dimodelkan

berupa kurva yang mulus kordinat T vs Sa harus dimasukkan dalam Excel karena permodelan kurva respon spektrum rencana hanya bisa dilakukan dengan notepad, sehingga kordinat kurva respon spectrum dari Excel di-copy ke notepad lalu disimpan.

Data perhitungan kurva respon spektrum didapatkan dari perhitungan sesuai pada sub 6.2 Point 10.



Gambar 6.16 Kurva Respon Spektrum

Kemudian setelah memasukan Kurva Respon Spektrum, ditentukan pemodelan pembebanan gempa dinamik menggunakan Respon Spektrum sebagai berikut:

- Damping = 0.05 (SNI-1726-2012 Ps 6.10.1.3)
- Menurut SNI-1726-2012 Ps 11.1.4: Parameter respon gaya harus dikalikan  $I_e/R$ , sedangkan nilai C dinyatakan dengan percepatan gravitasi sehingga harus juga dikali dengan nilai percepatan gravitasi ( $g=9.81 \text{ m/dt}^2$ ).
- Menurut SNI-1726-2012 Ps 7.9.3, nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, harus

dikombinasikan menggunakan metoda kombinasi kuadrat lengkap (CQC).

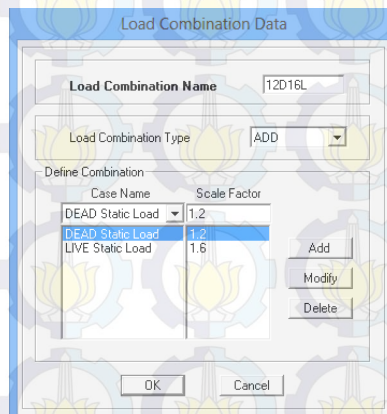
- Pada opsi “*Directional Combination*” digunakan metode SRSS atau orthogonal scale factor=0 sehingga hasil beban gempa yang dihasilkan dari suatu arah sumbu kordinat tidak tergantung hasil beban gempa dari sumbu kordinat lain.

Gambar 6.17 Pembebanan Gempa Dinamik Arah-X

- Pada gempa dinamik arah-x (scale factor  $U1=100\% \times 9.81 \times I/R$  dan  $U2=30\% \times 9.81 \times I/R$ )
- Pada gempa dinamik arah-y (scale factor  $U1=30\% \times 9.81 \times I/R$  dan  $U2=100\% \times 9.81 \times I/R$ )
- Beban gempa dinamik bekerja di pusat diafragma tanpa dikenai eksentrisitas (ecc.ratio=0).

### 3. Penentuan Beban Kombinasi

Sesuai dengan SNI-2847-2013, beban kombinasi tersebut dimasukkan dalam ETABS. Untuk memasukan beban kombinasi: dipilih menu *Define>Load Combination>Add New Combo*, lalu ditentukan beban kombinasi yang dimasukkan sebagai berikut:



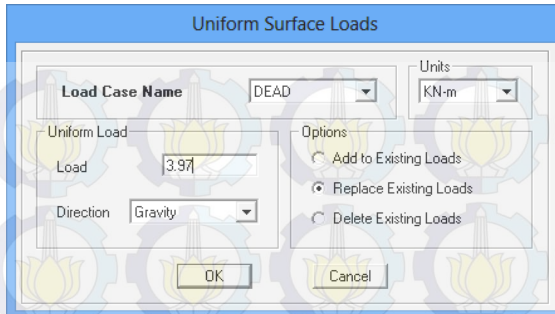
Gambar 6.18 Penentuan Beban Kombinasi

#### 4. Beban Merata Pada Pelat

Untuk menentukan beban-beban yang bekerja pada pelat (beban hidup dan beban mati tambahan), pilih keseluruhan pelat pada lantai yang memiliki beban yang sama.

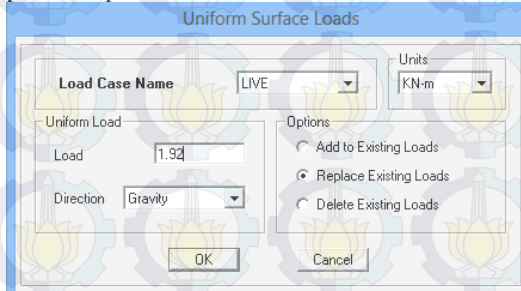
- Untuk memasukan beban mati dipilih menu *Assign > Shell/Area Loads > Uniform > Load Case Name > Dead*, lalu uniform load diisi dengan beban mati merata yang sudah diperhitungkan sebelumnya yaitu  $3.97 \text{ kN/m}^2$ .





Gambar 6.19 Input Beban Mati Merata Pelat Lantai

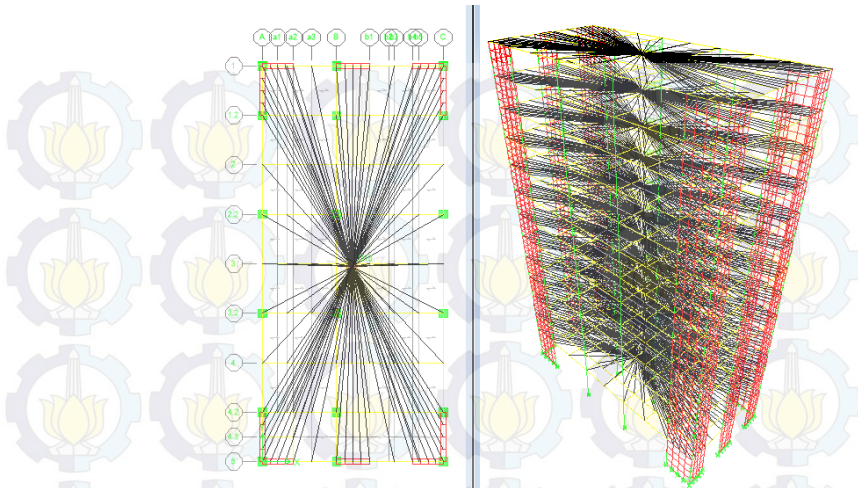
- Untuk memasukkan beban hidup dipilih menu *Assign > Shell/Area Loads > Uniform > Load Case Name > Live*, lalu uniform load diisi dengan beban hidup merata yang sudah diperhitungkan sebelumnya yaitu  $1.92 \text{ kN/m}^2$  untuk pelat lantai dan  $0.96 \text{ kN/m}^2$  untuk pelat atap.



Gambar 6.20 Input Beban Hidup Merata Pelat Lantai

## 5. Permodelan Pelat sebagai Penyalur Beban Lateral/ Gempa (Diafragma) ke Struktur Primer

Untuk memodelkan pelat sebagai diafragma, dilakukan dengan memilih menu *Select>By Wall/Slab/Deck Section*, lalu pilih slab yang sudah di buat. Setelah itu dipilih menu *Assign>Shell Area/Rigid Diaphragm*.

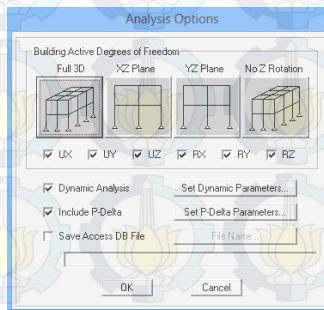


Gambar 6.21 Diafragma Lantai

### 6.3.3 Analisis Options Pada Etabs v.9.7.1

#### 1. Building Active Degree of Freedom

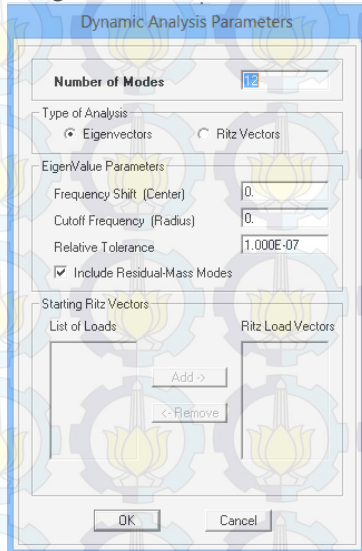
Karena struktur yang direncanakan adalah struktur 3 dimensi (3D), maka dalam analisis struktur harus mencakup 6 derajat kebebasan (Degrees of Freedoms). Sehingga untuk memodelkannya dipilih menu *Analyze>Set Analysis options*, lalu dipilih semua opsinya, yaitu: UX,UY,UZ,RX,RY,RZ.



Gambar 6.22 Penentuan Derajat Kebebasan Struktur

## 2. Analisa Dinamik

Karena struktur yang direncanakan ditinjau menggunakan analisis dinamik, maka untuk menentukannya dipilih menu *Analyze>Set Analysis Options>Dynamic Analysis*, lalu parameter dinamik diisi seperti sebagai berikut:

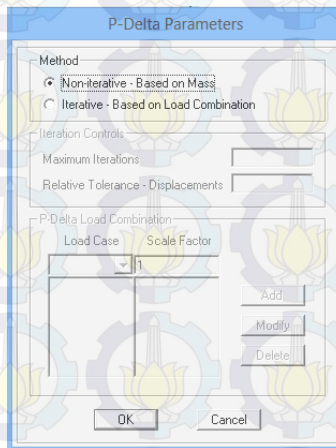


Gambar 6.23 Penentuan Parameter untuk Analisis Dinamik

- Pada kolom *Number of Modes*, diisi sesuai jumlah tingkat yaitu 12 untuk memenuhi kontrol partisipasi massa 90%.
- Pada kolom *EigenValue Parameters* dipilih *include Residual-Mass Modes* untuk menghitung beban massa yang hilang jika partisipasi massa yang dihasilkan kurang dari 100%.

### 3. Analisa P-Delta

Pengaruh P-Delta adalah suatu gejala yang terjadi akibat beban gempa lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Untuk memasuk pengaruh P-Delta dipilih menu *Analyze>Set Analysis Options>Include P-Delta*, lalu set parameter P-Delta seperti sebagai berikut:



Gambar 6.24 Parameter untuk Pengaruh P-Delta

### 4. Run Analysis

Setelah menentukan Analysis Options dalam ETABS, untuk mendapatkan hasil analisis struktur dilakukan Run Analysis. Untuk melakukan Running dipilih menu *Analyze>Run Analysis*.

#### 6.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI-1726-2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban-beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Periode Struktur
- Kontrol Akhir Base Reaction
- Jumlah Respon Ragam
- Kontrol Sistem Rangka Gedung
- Kontrol Simpangan
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga
- Kontrol Pengaruh P – Delta

#### 6.4.1 Kontrol Waktu Getar Alami

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 7.8.2 periode struktur fundamental,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Periode yang didapat dari hasil analisis komputer ( $T_c$ ) sebagaimana yang ditunjukkan pada Tabel 6.16, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dan periode fundamental pendekatan,  $T_a$

$$T_c < T = T_a C_u$$

Dimana :

$T_a$  = Periode Fundamental pendekatan

$C_u$  = Koefisien untuk batas atas

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 6.2 point 11) didapatkan periode batasan atas sebesar  $T=1.176$  etik.

Tabel 6.16 Kontrol Periode Struktur

MODE	Periode (detik)	$T_c$ (detik)	Kontrol Periode
1	1.192	1.238092	OK
2	1.153	1.238092	OK
3	0.746	1.238092	OK
4	0.331	1.238092	OK
5	0.271	1.238092	OK
6	0.202	1.238092	OK
7	0.162	1.238092	OK
8	0.114	1.238092	OK
9	0.099	1.238092	OK
10	0.095	1.238092	OK
11	0.089	1.238092	OK
12	0.085	1.238092	OK

Sehingga :

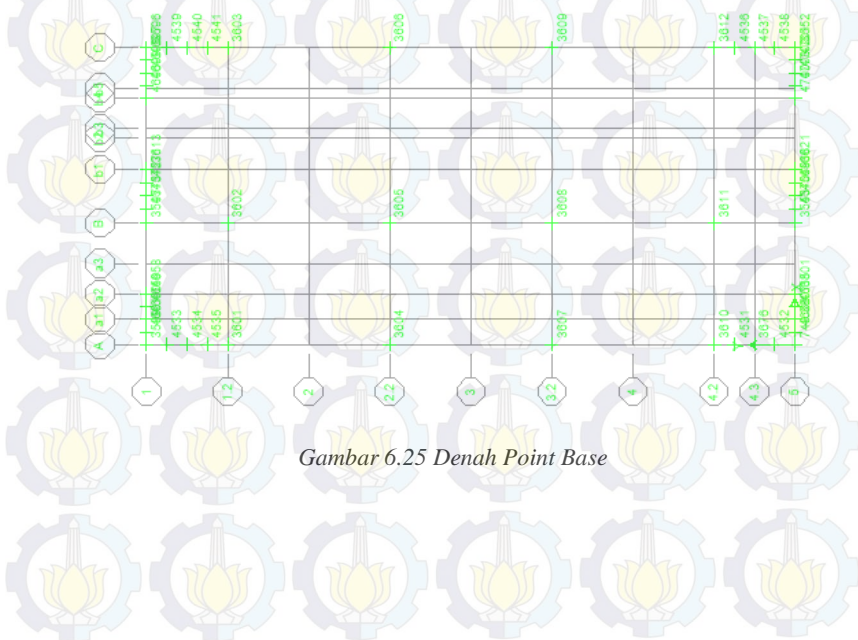
- Arah X  
 $T_{cx}=1.192 \text{ dt} < T=1.238 \text{ dt} \rightarrow OKE$
- Arah Y  
 $T_{cy}=1.153 \text{ dt} < T=1.238 \text{ dt} \rightarrow OKE$

#### 6.4.2 Kontrol Akhir *Base Reaction*

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$$

Maka nilai *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 6.17 ,Table 6.18, dan Tabel 6.19.



Gambar 6.25 Denah Point Base

Tabel 6.17 Nilai Base Reaction RSPX (ETABS)

No	Story	Point	Load	FX					
1	BASE	748	RSPX	123.7	28	BASE	4534	RSPX	8.75
2	BASE	3552	RSPX	122.71	29	BASE	4535	RSPX	8.34
3	BASE	3553	RSPX	157.94	30	BASE	4536	RSPX	8.3
4	BASE	3589	RSPX	121.65	31	BASE	4537	RSPX	8.75
5	BASE	3590	RSPX	10.61	32	BASE	4538	RSPX	9.91
6	BASE	3591	RSPX	11.06	33	BASE	4539	RSPX	9.8
7	BASE	3592	RSPX	10.76	34	BASE	4540	RSPX	8.69
8	BASE	3593	RSPX	9.53	35	BASE	4541	RSPX	8.28
9	BASE	3594	RSPX	10.05	36	BASE	4568	RSPX	12.79
10	BASE	3595	RSPX	9.67	37	BASE	4569	RSPX	21.86
11	BASE	3596	RSPX	121.22	38	BASE	4570	RSPX	15.28
12	BASE	3597	RSPX	155.04	39	BASE	4571	RSPX	12.79
13	BASE	3598	RSPX	14.13	40	BASE	4572	RSPX	21.81
14	BASE	3599	RSPX	14.17	41	BASE	4573	RSPX	15.31
15	BASE	3600	RSPX	14.12	42	BASE	4658	RSPX	188.28
16	BASE	3601	RSPX	3.97	43	BASE	4659	RSPX	16.69
17	BASE	3603	RSPX	3.94	44	BASE	4660	RSPX	24.21
18	BASE	3610	RSPX	4.06	45	BASE	4661	RSPX	16.39
19	BASE	3612	RSPX	3.9	46	BASE	4665	RSPX	17.18
20	BASE	3613	RSPX	175.97	47	BASE	4666	RSPX	16.83
21	BASE	3621	RSPX	179.76	48	BASE	4696	RSPX	188.68
22	BASE	3676	RSPX	8.94	49	BASE	4697	RSPX	16.41
23	BASE	3801	RSPX	193.16	50	BASE	4698	RSPX	24.31
24	BASE	3807	RSPX	25.05	51	BASE	4699	RSPX	16.71
25	BASE	4531	RSPX	8.55	52	BASE	4700	RSPX	193.37
26	BASE	4532	RSPX	10.08	53	BASE	4701	RSPX	16.57
27	BASE	4533	RSPX	9.82	54	BASE	4702	RSPX	24.73
					55	BASE	4703	RSPX	16.96
							TOTAL		2481.54

Tabel 6.18 Nilai Base Reaction RSPY (ETABS)

No	Story	Point	Load	FY						
1	BASE	748	RSPY	156.76	29	BASE	4535	RSPY	67.6	
2	BASE	3552	RSPY	155.21	30	BASE	4536	RSPY	66.34	
3	BASE	3553	RSPY	6.37	31	BASE	4537	RSPY	72.38	
4	BASE	3589	RSPY	156.53	32	BASE	4538	RSPY	60.76	
5	BASE	3590	RSPY	13.26	33	BASE	4539	RSPY	60.82	
6	BASE	3591	RSPY	9.93	34	BASE	4540	RSPY	72.48	
7	BASE	3592	RSPY	13.24	35	BASE	4541	RSPY	66.4	
8	BASE	3593	RSPY	13.1	36	BASE	4568	RSPY	1.29	
9	BASE	3594	RSPY	10.12	37	BASE	4569	RSPY	1.2	
10	BASE	3595	RSPY	13.41	38	BASE	4570	RSPY	1.28	
11	BASE	3596	RSPY	155.42	39	BASE	4571	RSPY	1.41	
12	BASE	3597	RSPY	6.95	40	BASE	4572	RSPY	1.32	
13	BASE	3598	RSPY	11.01	41	BASE	4573	RSPY	1.38	
14	BASE	3599	RSPY	10.51	42	BASE	4658	RSPY	3.3	
15	BASE	3600	RSPY	10.48	43	BASE	4659	RSPY	7	
16	BASE	3601	RSPY	223.24	44	BASE	4660	RSPY	7.23	
17	BASE	3603	RSPY	221.23	45	BASE	4661	RSPY	7.89	
18	BASE	3610	RSPY	223.12	46	BASE	4665	RSPY	7.02	
19	BASE	3612	RSPY	221.28	47	BASE	4666	RSPY	7.9	
20	BASE	3613	RSPY	0.59	48	BASE	4696	RSPY	3.27	
21	BASE	3621	RSPY	0.5	49	BASE	4697	RSPY	7.81	
22	BASE	3676	RSPY	73.89	50	BASE	4698	RSPY	7.15	
23	BASE	3801	RSPY	3.32	51	BASE	4699	RSPY	6.93	
24	BASE	3807	RSPY	7.24	52	BASE	4700	RSPY	3.26	
25	BASE	4531	RSPY	67.62	53	BASE	4701	RSPY	7.8	
26	BASE	4532	RSPY	62.19	54	BASE	4702	RSPY	7.14	
27	BASE	4533	RSPY	62.1	55	BASE	4703	RSPY	6.91	
28	BASE	4534	RSPY	73.84	TOTAL					2547.73

Tabel 6.19 Nilai Akhir Base Reaction

	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
RSPX	2481.54	-
RSPY	-	2547.73

Berdasarkan SNI-1726-2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar ( $V$ ) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI-1726-2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horizontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental



struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer ( $T_c$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 6.18.

Tabel 6.20 Gaya Dasar ( $V$ ) Pada masing-masing Arah

	$T_c$ (detik)	$V$ (kN)	$0.85V$ (kN)
Sumbu X	1.192	5417.72	4605
Sumbu Y	1.153	5417.72	4605

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap  $0.85V_{statik}$  seperti diperlihatkan pada Tabel 6.19.

Tabel 6.21 Kontrol Akhir Base Reaction

	Fx	Fy	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	2476.58		Tidak OK	
$0.85V_{statik}$	4605			
$V_{dinamik}$		2618.32		Tidak OK
$0.85V_{statik}$		4605		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 6.19 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$ , maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan  $\frac{0.85V_{statik}}{V_{dinamik}}$  pada masing-masing arah, sehingga persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$  terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.20.

Tabel 6.22 Faktor skala Gempa Dinamik

	Fx	Fy	Kontrol Akhir		Faktor Skala	
			Fx	Fy	Fx	Fy
RSPX	4096.62		Tidak OK		1.858	
RSPY		2696.65		Tidak OK		1.759

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada Tabel 6.23

Tabel 6.23 Nilai Base Reaction RSPX setelah dikali faktor skala (1.86)

No	Story	Point	Load	FX	29	BASE	4535	RSPX	15.51
1	BASE	748	RSPX	230.07	30	BASE	4536	RSPX	15.44
2	BASE	3552	RSPX	228.24	31	BASE	4537	RSPX	16.28
3	BASE	3553	RSPX	293.77	32	BASE	4538	RSPX	18.44
4	BASE	3589	RSPX	226.27	33	BASE	4539	RSPX	18.23
5	BASE	3590	RSPX	19.74	34	BASE	4540	RSPX	16.15
6	BASE	3591	RSPX	20.58	35	BASE	4541	RSPX	15.4
7	BASE	3592	RSPX	20.01	36	BASE	4568	RSPX	23.78
8	BASE	3593	RSPX	17.73	37	BASE	4569	RSPX	40.67
9	BASE	3594	RSPX	18.7	38	BASE	4570	RSPX	28.41
10	BASE	3595	RSPX	17.99	39	BASE	4571	RSPX	23.78
11	BASE	3596	RSPX	225.48	40	BASE	4572	RSPX	40.57
12	BASE	3597	RSPX	288.38	41	BASE	4573	RSPX	28.48
13	BASE	3598	RSPX	26.28	42	BASE	4658	RSPX	350.2
14	BASE	3599	RSPX	26.35	43	BASE	4659	RSPX	31.04
15	BASE	3600	RSPX	26.26	44	BASE	4660	RSPX	45.04
16	BASE	3601	RSPX	7.39	45	BASE	4661	RSPX	30.49
17	BASE	3603	RSPX	7.33	46	BASE	4665	RSPX	31.95
18	BASE	3610	RSPX	7.56	47	BASE	4666	RSPX	31.3
19	BASE	3612	RSPX	7.26	48	BASE	4696	RSPX	350.94
20	BASE	3613	RSPX	327.3	49	BASE	4697	RSPX	30.53
21	BASE	3621	RSPX	334.35	50	BASE	4698	RSPX	45.22
22	BASE	3676	RSPX	16.63	51	BASE	4699	RSPX	31.07
23	BASE	3801	RSPX	359.28	52	BASE	4700	RSPX	359.66
24	BASE	3807	RSPX	46.59	53	BASE	4701	RSPX	30.81
25	BASE	4531	RSPX	15.9	54	BASE	4702	RSPX	45.99
26	BASE	4532	RSPX	18.74	55	BASE	4703	RSPX	31.55
27	BASE	4533	RSPX	18.26					
28	BASE	4534	RSPX	16.27			TOTAL		4615.64

Tabel 6.24 Nilai Base Reaction RSPY setelah dikali faktor skala (1.81)

No	Story	Point	Load	FY					
1	BASE	748	RSPY	283.74	29	BASE	4535	RSPY	122.35
2	BASE	3552	RSPY	280.93	30	BASE	4536	RSPY	120.08
3	BASE	3553	RSPY	11.53	31	BASE	4537	RSPY	131
4	BASE	3589	RSPY	283.31	32	BASE	4538	RSPY	109.97
5	BASE	3590	RSPY	24.01	33	BASE	4539	RSPY	110.09
6	BASE	3591	RSPY	17.97	34	BASE	4540	RSPY	131.2
7	BASE	3592	RSPY	23.97	35	BASE	4541	RSPY	120.19
8	BASE	3593	RSPY	23.71	36	BASE	4568	RSPY	2.34
9	BASE	3594	RSPY	18.32	37	BASE	4569	RSPY	2.17
10	BASE	3595	RSPY	24.27	38	BASE	4570	RSPY	2.31
11	BASE	3596	RSPY	281.3	39	BASE	4571	RSPY	2.56
12	BASE	3597	RSPY	12.58	40	BASE	4572	RSPY	2.39
13	BASE	3598	RSPY	19.92	41	BASE	4573	RSPY	2.5
14	BASE	3599	RSPY	19.03	42	BASE	4658	RSPY	5.98
15	BASE	3600	RSPY	18.97	43	BASE	4659	RSPY	12.67
16	BASE	3601	RSPY	404.07	44	BASE	4660	RSPY	13.08
17	BASE	3603	RSPY	400.42	45	BASE	4661	RSPY	14.28
18	BASE	3610	RSPY	403.85	46	BASE	4665	RSPY	12.7
19	BASE	3612	RSPY	400.51	47	BASE	4666	RSPY	14.3
20	BASE	3613	RSPY	1.07	48	BASE	4696	RSPY	5.92
21	BASE	3621	RSPY	0.9	49	BASE	4697	RSPY	14.13
22	BASE	3676	RSPY	133.75	50	BASE	4698	RSPY	12.94
23	BASE	3801	RSPY	6.01	51	BASE	4699	RSPY	12.54
24	BASE	3807	RSPY	13.1	52	BASE	4700	RSPY	5.89
25	BASE	4531	RSPY	122.39	53	BASE	4701	RSPY	14.11
26	BASE	4532	RSPY	112.56	54	BASE	4702	RSPY	12.92
27	BASE	4533	RSPY	112.41	55	BASE	4703	RSPY	12.51
28	BASE	4534	RSPY	133.66					
							TOTAL		4611.38

Tabel 6.25 Kontrol Akhir Base Reaction

	Fx	Fy	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	4615.64		OK	
$0.85V_{statik}$	4605.06			
$V_{dinamik}$		4611.38	OK	
$0.85V_{statik}$		4605.06		

Berdasarkan Tabel 6.22 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI-1726-2012 Ps. 7.9.4.

### 6.4.3 Jumlah Respon Ragam

Berdasarkan SNI-1726-2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan

partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model.

Penjumlahan respon ragam untuk struktur gedung beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode (Complete Quadratic Combination) atau CQC. Waktu getar alami dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam harus dilakukan dengan metoda Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS).

Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam dengan metoda CQC yang diperlihatkan pada Tabel 6.24

*Tabel 6.26 Jumlah Respon Ragam*

Mode	SumUX	SumUY
1	74.7543	0.0039
2	74.7584	69.6253
3	74.7607	69.6317
4	88.99	69.6318
5	88.99	89.4005
6	88.9907	89.4007
7	94.5885	89.4007
8	94.5885	95.5284
9	97.2508	95.5284
10	97.2508	95.5292
11	97.2508	97.9455
12	98.5836	97.9455

Berdasarkan Tabel 6.24 diatas menunjukkan bahwa pada mode shape 6, syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

#### 6.4.4 Kontrol Sistem Rangka Gedung

Berdasarkan SNI-1726-2012 Tabel 9 point B.4 Sistem Rangka Gedung (SRG) merupakan sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka, sedangkan beban lateralnya dipikul oleh dinding geser. Struktur yang menggunakan sistem ini harus menunjukkan bahwa dinding geser mampu menyerap 90 sampai dengan 100 persen gaya gempa pada arah yang ditinjau, sehingga rangka gedung hanya memikul gaya gravitasi ditambah momen akibat perpindahan lateral dinding geser.

Kemampuan dari dinding geser dalam menyerap beban lateral akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 6.23

Tabel 6.27 Kontrol Rangka Gedung

No	Kombinasi	Prosentase dalam menahan gempa (kN)				Prosentase dalam menahan gempa (%)			
		Fx		Fy		Fx		Fy	
		Portal	Shearwall	Portal	Shearwall	Portal	Shearwall	Portal	Shearwall
1	1.2D+L+RSPX	113.98	2199.46	144.31	3232.42	4.93	95.07	4.27	95.73
2	1.2D+L-RSPX	-119.99	-2156.3	-116.02	-3289.32	5.27	94.73	3.41	96.59
3	1.2D+L+RSPY	116.57	3497.71	115.88	3165.69	3.23	96.77	3.53	96.47
4	1.2D+L-RSPY	-155.73	-3578.62	-120.57	-3213.06	4.17	95.83	3.62	96.38
5	0.9D+RSPX	129.81	3241.32	141.68	3325.84	3.85	96.15	4.09	95.91
6	0.9D-RSPX	-95.66	-3251.27	-121.2	-3122.98	2.86	97.14	3.74	96.26
7	0.9D+RSPY	143.17	3484.13	136.35	3190.5	3.95	96.05	4.10	95.90
8	0.9D-RSPY	-126.57	-3604.12	-96.66	-3185.55	3.39	96.61	2.94	97.06

Berdasarkan Tabel 6.23 terlihat bahwa dinding geser memikul memikul beban lateral minimum sebesar 94.73 % untuk arah sumbu X dan 95.73 % untuk arah Y. Sehingga, perbandingan *base shear reaction* antara rangka gedung dan dinding geser telah memenuhi ketentuan.

#### 6.4.5 Kontrol Simpangan (Drift)

Berdasarkan SNI-1726-2012 kontrol drift dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI-1726-2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

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

Dimana:

$\delta_x$  = Defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi (4.5)

$I$  = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat  $\Delta_s = 0.020h_{sx}$  dengan  $\Delta_s$  merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, ( $\delta_{xe}$ ) dengan defleksi akibat pembesaran, ( $\delta_x$ ).

Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Hotel Fave Surabaya akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 6.24 untuk arah X dan Tabel 6.25 untuk arah Y.

**Tabel 6.28 Kontrol Simpangan Arah-X**

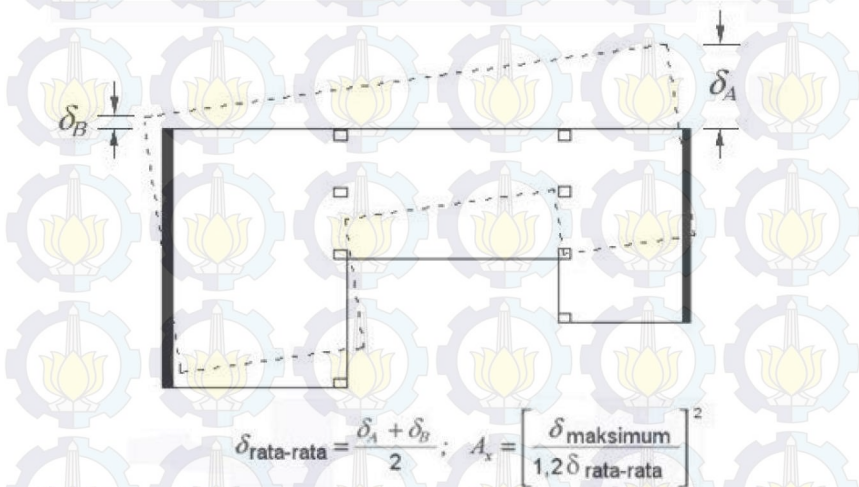
Tingkat	$h_i$	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta_s$	$\Delta_a$	Keterangan
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 13	43.2	74.15	370.75	21.650	64	OK
Lantai 12	40	69.82	349.10	21.600	64	OK
Lantai 11	36.8	65.50	327.50	26.800	64	OK
Lantai 10	33.6	60.14	300.70	28.850	64	OK
Lantai 9	30.4	54.37	271.85	29.850	64	OK
Lantai 8	27.2	48.40	242.00	32.950	64	OK
Lantai 7	24	41.81	209.05	36.050	64	OK
Lantai 6	20.8	34.60	173.00	29.850	64	OK
Lantai 5	17.6	28.63	143.15	36.050	64	OK
Lantai 4	14.4	21.42	107.10	34.000	64	OK
Lantai 3	11.2	14.62	73.10	29.850	64	OK
Lantai 2	8	8.65	43.25	21.600	64	OK
Lantai 1	4.8	4.33	21.65	21.650	96	OK

**Tabel 6.29 Kontrol Simpangan Arah-Y**

Tingkat	$h_i$	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta_s$	$\Delta_a$	Keterangan
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 13	43.2	69.620	348.100	21.800	64	OK
Lantai 12	40	65.260	326.300	28.450	64	OK
Lantai 11	36.8	59.570	297.850	29.400	64	OK
Lantai 10	33.6	53.690	268.450	31.300	64	OK
Lantai 9	30.4	47.430	237.150	33.200	64	OK
Lantai 8	27.2	40.790	203.950	29.400	64	OK
Lantai 7	24	34.910	174.550	32.250	64	OK
Lantai 6	20.8	28.460	142.300	32.250	64	OK
Lantai 5	17.6	22.010	110.050	28.500	64	OK
Lantai 4	14.4	16.310	81.550	27.500	64	OK
Lantai 3	11.2	10.810	54.050	21.800	64	OK
Lantai 2	8	6.450	32.250	16.150	64	OK
Lantai 1	4.8	3.220	16.100	16.100	96	OK

### 6.4.6 Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga

Berdasarkan SNI-1726-2012 Ps. 7.8.4.3 menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI-1726-2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena struktur Gedung Hotel Fave Surabaya yang termasuk dalam kategori desain seismik D maka diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti seperti yang didefinisikan dalam Tabel 10 SNI-1726-2012. Ilustrasi dari uraian diatas diperlihatkan pada Gambar 6.2.



Gambar 6.26 Pembesaran Torsi Tak Teduga ( $A_x$ )

Dimana :

$\delta_A$  atau  $\delta_{max}$  dan  $\delta_B$  dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI-1726-2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta_{max} < 1.2\delta_{avg} \rightarrow$  Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1.2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{avg} \rightarrow$  Ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg} \rightarrow$  Ketidakberaturan Torsi 1b

Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil *point displacement* yang diperlihatkan pada Tabel 6.26 untuk arah X dan Tabel 6.27 untuk arah Y

**Tabel 6.30 Point Displacement Akibat Beban Spektra Arah-X**

Point Object	Point Displacement (mm)	
	Y	X
748	21.73	MAX-->73.96
3589	21.73	72.45
3590	21.73	72.83
3591	21.73	73.20
3592	21.73	73.58
3601	21.73	72.64
3604	21.73	73.01
3607	21.73	73.39
3610	21.73	73.77
3676	21.73	73.87
4531	21.73	73.82
4532	21.73	73.91
4533	21.73	72.50
$\delta_{avg}$		73.30

*Point displacement* tersebut didapatkan akibat beban spektra arah-X sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 6.27.

Berdasarkan Tabel 6.27 didapatkan analisis sebagai berikut:

$$1.2\delta_{avg} = 1.2 \times 73.30 = 87.96 \therefore \delta_{max} < 1.2\delta_{avg}$$

$$73.96 < 87.96 \rightarrow \rightarrow \text{Tanpa Ketidakberaturan Torsi}$$



**Tabel 6.31 Point Displacement Akibat Beban Spektra Arah-Y**

Point Object	Point Displacement (mm)	
	X	Y
748	21.59	MAX--> 70.48
3552	21.59	70.19
3553	21.59	70.36
3621	21.59	70.31
3640	21.59	70.23
3801	21.59	70.43
3807	21.59	70.46
4568	21.59	70.32
4569	21.59	70.33
4570	21.59	70.35
4665	21.59	70.44
4666	21.59	70.47
4700	21.59	70.24
$\delta_{avg}$		70.35

*Point displacement* tersebut didapatkan akibat beban spektra arah-X sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 6.27.

Berdasarkan Tabel 6.27 didapatkan analisis sebagai berikut:

$$1.2\delta_{avg} = 1.2 \times 70.35 = 84.42 \therefore \delta_{max} < 1.2\delta_{avg}$$

$70.48 < 84.42 \rightarrow$  Tanpa Ketidakberaturan Torsi

#### 6.4.7 Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI-1726-2012 Ps 7.8.7 pengaruh P-delta harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 35 pada SNI-1726-2012. Pengaruh P-delta tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ )  $\leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dimana :

$P_x$  = Beban vertikal total pada dan diatas tingkat-x, tanpa faktor beban (kN)

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat yang terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN)

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x, (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

Berdasarkan persamaan diatas didapatkan hasil perhitungan koefisien stabilitas yang diperlihatkan pada Tabel 6.32.

Tabel 6.32 Perhitungan koefisien stabilitas ( $\theta$ )

Lantai	$P_x$	$\Delta$	$I_e$	$V_x$	$h_{sx}$	$C_d$	$\theta$
Atap	3575	21.80	1	753.7211	3200	5	0.006463
Lantai 12	4205	28.45	1	798.9834	3200	5	0.009359
Lantai 11	4205	29.40	1	713.7411	3200	5	0.010827
Lantai 10	4205	31.30	1	631.0415	3200	5	0.013037
Lantai 9	4205	33.20	1	551.0417	3200	5	0.015836
Lantai 8	4205	29.40	1	473.9263	3200	5	0.016305
Lantai 7	4205	32.25	1	399.915	3200	5	0.021196
Lantai 6	4205	32.25	1	329.2763	3200	5	0.025743
Lantai 5	4205	28.50	1	262.346	3200	5	0.028554
Lantai 4	4205	27.50	1	199.5608	3200	5	0.03622
Lantai 3	4205	21.80	1	141.5174	3200	5	0.04049
Lantai 2	4205	16.15	1	89.09524	3200	5	0.047645
Mezzanin	4214	16.10	1	43.85639	4800	5	0.064456

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa koefisien stabilitas ( $\theta$ ) < 0.1 sehingga pengaruh P-delta tidak perlu diperhitungkan.



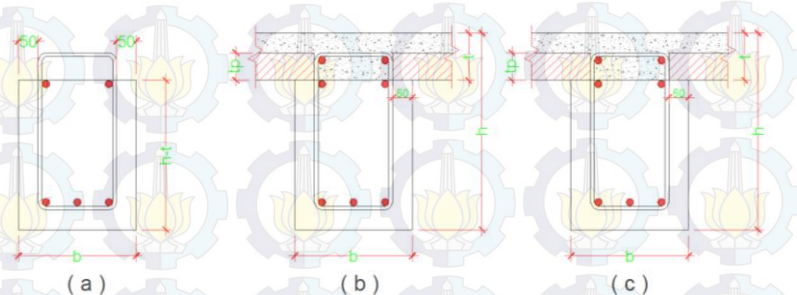
## BAB VII DESAIN STRUKTUR PRIMER

### 7.1 Umum

Struktur primer memegang peranan penting dalam kekuatan suatu gedung. Perencanaan struktur primer Gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya ini menggunakan Sistem Rangka Gedung (SRG) pada kedua arah sumbunya, dimana keseluruhan beban gempa akan dipikul oleh Struktur Dinding Geser Khusus (SDSK) sedangkan portal atau rangka hanya memikul beban gravitasi ditambah momen akibat perpindahan lateral dinding geser pada masing-masing arah. Berdasarkan SNI-2847-2013 komponen struktur yang tidak direncanakan menahan gaya gempa harus mengikuti pasal 21.13.

### 7.2 Desain Balok Primer

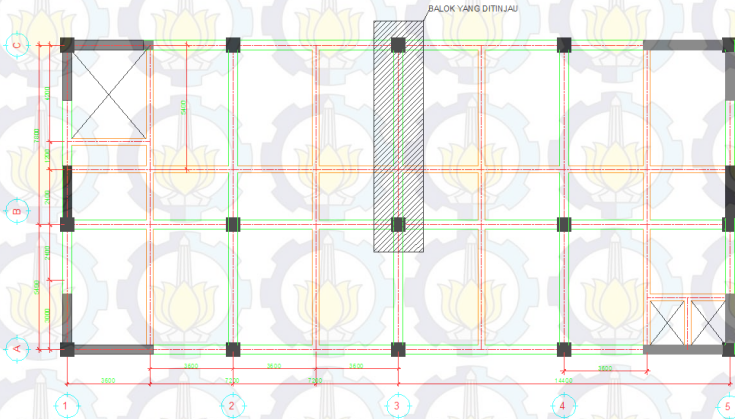
Pada perencanaan balok primer pracetak, penulangan dikontrol terhadap tiga kondisi yaitu, penulangan sebelum komposit, saat *overtopping*, dan saat sesudah komposit.



Gambar 7.1 (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat *overtopping*, (c) Dimensi balok anak saat komposit.

### 7.2.1 Pembebanan Balok Primer B1 As 3 ; B-C (40/60)

Denah lokasi balok sekunder B1 As 3 ; B-C ditunjukkan pada Gambar 7.2.



Gambar 7.2 Lokasi Peninjauan Balok Primer B1 As 3 ; B-C

#### 1. Pembebanan Sebelum Komposit

##### Beban Mati

Berat Sendiri Balok	$= 0.4 \times 0.48 \times 24$	$= 4.61$ kN
Balok Anak	$= 0.3 \times 0.38 \times 24 \times 3.6 \times 2/7.2$	$= 2.74$ kN
Beban Pelat	$= 2 \times 0.07 \times 1.8 \times 24$	$= 6.05$ kN
		$q_{total} = 13.4$ kN

#### 2. Pembebanan Saat Overtopping

##### Beban Mati

Berat Sendiri Balok	$= 0.4 \times 0.6 \times 24$	$= 5.76$ kN
Balok Anak	$= 0.3 \times 0.5 \times 24 \times 3.6 \times 2/7.2$	$= 3.60$ kN
Beban Pelat	$= 2 \times 0.12 \times 1.8 \times 24$	$= 10.37$ kN
		$q_{total} = 19.73$ kN

#### 3. Pembebanan Setelah Komposit

Pembebanan pada kondisi setelah komposit berlaku beban ultimate hasil dari analisis struktur dari program bantu ETABS. Berdasarkan sistem struktur SRG, maka beban yang diterima rangka adalah gravitasi ditambah momen akibat perpindahan lateral dinding geser pada masing-masing arah.

Data output momen dari program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Output Momen Balok Hasil Analisis Program

No	Kombinasi Beban	Lokasi	Momen (kNm)	
1	1.4DL	Tumpuan Kiri	(+)	109.684
			(-)	-168.665
		Lapangan	(+)	109.118
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	106.948
			(-)	-139.033
2	1.2DL+1.2LL+0.5Lr	Tumpuan Kiri	(+)	132.996
			(-)	-203.253
		Lapangan	(+)	133.312
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	132.253
			(-)	-170.575
3	1.2 DL + LL ± RSPX	Tumpuan Kiri	(+)	131.153
			(-)	-228.565
		Lapangan	(+)	118.639
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	122.366
			(-)	-198.728
4	1.2 DL + LL ± RSPY	Tumpuan Kiri	(+)	120.309
			(-)	-195.062
		Lapangan	(+)	118.511
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	118.591
			(-)	-165.146
5	0.9 DL ± RSPX	Tumpuan Kiri	(+)	85.075
			(-)	85.075
		Lapangan	(+)	70.393
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	83.496
			(-)	-165.146
6	0.9 DL ± RSPY	Tumpuan Kiri	(+)	73.165
			(-)	-25.055
		Lapangan	(+)	70.309
			(-)	-
		Tumpuan Kanan	(+)	58.76
			(-)	-136.807

### 7.2.2 Penulangan Lentur Balok Primer B1 As 3 ; B-C

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.028 = 0.021$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 10.5.1 rasio tulangan minimum ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0036$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{25}}{390} = 0.0032$$

Maka, dipakai  $\rho_{min}=0.0036$

#### 1. Penulangan Sebelum Komposit

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 480 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{19}{2} = 59.5 \text{ mm}$$

$$d = 480 - 40 - 10 - \frac{1}{2}19 = 420.5 \text{ mm}$$

$$M_u = \left( \frac{1}{8} \times 13.4 \times 7.8^2 \right) = 86.83 \text{ kNm} = 86830000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{86.83 \times 10^6}{0.9} = 96480000 \text{ Nmm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 96480000 \text{ Nmm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 390} \times 420.5 = 254.85 \text{ mm}$$

$$c = 0.75c_b = 0.75 \times 254.85 = 191.14 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \times 191.14 = 162.47 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85f'_c \cdot b \cdot a = 0.85 \times 25 \times 400 \times 162.47 = 1380995 \text{ N} \\ = 1381 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{1380995}{390} = 3541 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3541 \times 390 \times \left( 420.5 - \frac{162.47}{2} \right) \\ = 468521572 \text{ Nmm} = 468.52 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 468.52 \text{ kN} > M_n = 96.48 \text{ kNm}$$

Maka dihitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{96480000}{400 \times 420.5^2} = 1.364$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 1.364}{390}} \right) = 0.0036$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0036$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0036 \times 400 \times 420.5 = 615.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.39 \text{ mm}^2$$



$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_1 \text{ tulangan}}} = \frac{615.5}{283.53} = 2.17 \approx 3$$

Dipakai 3 $\phi$ 19 ( $A_s = 850.17 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{senggang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 19}{3 - 1} = 121.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{850.15 \times 390}{0.85 \times 25 \times 400} = 39 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 850.17 \times 390 \left( 420.5 - \frac{39}{2} \right)$$

$$= 119660000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 119660000 \text{ Nmm} \geq M_u = 86823000 \text{ Nmm (OK)}$$

### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$121.5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$121.5 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$121.5 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama 3 $\phi$ 19

### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

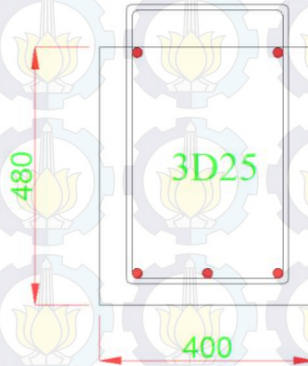
$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 390 = 260 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 50 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{260} \right) - 2.5 \times 50 \leq 300 \times \left( \frac{280}{260} \right)$$

$$s = 284.23 \text{ mm} \leq 323.08 \text{ mm (OK).}$$



Gambar 7.3 Penulangan Balok Primer B1 As 3 ; B-C Sebelum Komposit

## 2. Penulangan Saat Overtopping

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 480 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{19}{2} = 59.5 \text{ mm}$$

$$d = 480 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 19 = 420.5 \text{ mm}$$

$$M_u = \left( \frac{1}{8} \times 19.73 \times 7.2^2 \right) = 127.85 \text{ kNm}$$

$$= 127850000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{127.85 \times 10^6}{0.9} = 142056000 \text{ Nmm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 142056000 \text{ Nmm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 390} \times 420.5 = 254.85 \text{ mm}$$

$$c = 0.75c_b = 0.75 \times 254.85 = 191.14 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \times 191.14 = 162.47 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85f'_c \cdot b \cdot a = 0.85 \times 25 \times 400 \times 162.47 \\ = 1380995 \text{ N} = 1381 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{1380995}{390} = 3541 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3541 \times 390 \times \left( 420.5 - \frac{162.47}{2} \right) \\ = 468521572 \text{ Nmm} = 468.52 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 468.52 \text{ kNm} > M_n = 142.056 \text{ kNm}$$

Maka dihitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{142056000}{400 \times 420.5^2} = 2.00$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 2.00}{390}} \right) = 0.0054$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0036$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0054 \times 400 \times 420.5 = 911.6 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.39 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{pertu}}}{As_1 \text{ tulangan}} = \frac{911.6}{283.53} = 3.22 \approx 4$$

Dipakai  $4\phi 19$  ( $As = 1133.5 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{b_w - 2t_{\text{selimut}} - 2\phi_{\text{sengkan}} - n\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 19}{4 - 1} = 75 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1133.5 \times 390}{0.85 \times 25 \times 400} = 52 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 1133.5 \times 390 \left( 420.5 - \frac{52}{2} \right)$$

$$= 159960000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 159960000 \text{ Nmm} \geq Mu = 127850000 \text{ Nmm (OK)}$$

### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$75 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$75 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $4\phi 19$

**Kontrol Retak**

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

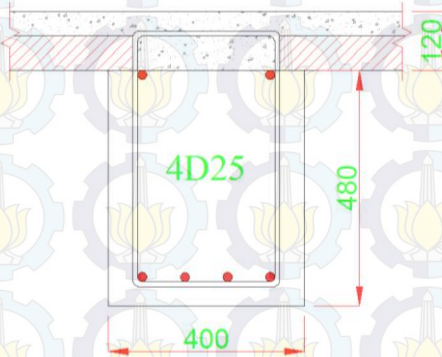
$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 390 = 260 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$C_c = 50 \text{ mm}$

$$s = 380 \left( \frac{280}{260} \right) - 2.5 \times 50 \leq 300 \times \left( \frac{280}{260} \right)$$

$$s = 284.23 \text{ mm} \leq 323.08 \text{ mm (OK).}$$



Gambar 7.4 Penulangan Balok Primer B1 As 3 ; B-C Saat Overtopping

**3. Penulangan Setelah Komposit**

Pada penulangan setelah komposit berlaku momen ultimate hasil dari analisis struktur.

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{25}{2} = 62.5 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 25 = 537.5 \text{ mm}$$

**Penulangan Daerah Tumpuan**

$$M_u (-) = 203 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{203 \times 10^6}{0.9} = 211.588.889 \text{ Nmm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 211588889 \text{ Nmm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 240} \times 537.5 = 383.93 \text{ mm}$$

$$c = 0.75c_b = 0.75 \times 383.93 = 287.95 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \times 287.95 = 244.76$$

$$C_c = 0.85f'_c \cdot b \cdot a = 0.85 \times 25 \times 400 \times 244.76 \\ = 2080460 \text{ N} = 2090.46 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2080460}{390} = 5334.51 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ = 5334.51 \times 390 \times \left( 537.5 - \frac{244.76}{2} \right) \\ = 863640099 \text{ Nmm} = 863.64 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 863.64 \text{ kN} > M_n = 211.59 \text{ kNm}$$

Maka dihitung sebagai tulangan tunggal

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.06324 = 0.04$$

$$Rn = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{211.588.889}{400 \times 537.5^2} = 1.83$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 1.83}{390}} \right) = 0.005$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.005$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.005 \times 400 \times 537.5 = 1075 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = \frac{1075}{283.53} = 3.79 \approx 4$$

Dipakai  $4\phi 19$  ( $A_s = 1134.12 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{senggang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 19}{4 - 1} = 78 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1134.12 \times 390}{0.85 \times 25 \times 400} = 52.04 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.9 \times 1134.12 \times 390 \left( 537.5 - \frac{52.04}{2} \right) \\ &= 203607974 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 203607974 \text{ Nmm} \geq Mu = 190430000 \text{ Nmm (OK)}$$

**Kontrol Spasi Tulangan:**

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$78 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$78 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$78 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama  $4\phi 19$

**Kontrol Retak**

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 390 = 260 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 50 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{260} \right) - 2.5 \times 50 \leq 300 \times \left( \frac{280}{160} \right)$$

$$s = 284.23 \text{ mm} \leq 323.08 \text{ mm} \quad (\text{OK}).$$

**Penulangan Daerah Lapangan**

$$M_u (+) = 133 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{133 \times 10^6}{0.9} = 170022222 \text{ Nmm}$$

**Kontrol tulangan rangkap atau tunggal**

$$M_n = 170022222 \text{ Nmm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 240} \times 537.5 = 383.93 \text{ mm}$$

$$c = 0.75c_b = 0.75 \times 383.93 = 287.95 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \times 287.95 = 244.76$$



$$C_c = 0.85 f'_c \cdot b \cdot a = 0.85 \times 25 \times 400 \times 244.76 \\ = 2080460 \text{ N} = 2090.46 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2080460}{390} = 5334.51 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5334.51 \times 390 \times \left( 537.5 - \frac{244.76}{2} \right) \\ = 863640099 \text{ Nmm} = 863.64 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 863.64 \text{ kN} > M_n = 170.02 \text{ kNm}$$

Maka dihitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{170022222}{400 \times 537.5^2} = 1.47$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 1.47}{390}} \right) = 0.004$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.002$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.004 \times 400 \times 537.5 = 860 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 19^2 = 283.39 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = \frac{1075}{283.53} = 2.95 \approx 3$$

Dipakai 3 $\phi$ 19 ( $A_s = 850.17 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkan} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 19}{3 - 1} = 121.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{850.15 \times 390}{0.85 \times 25 \times 400} = 39 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 850.17 \times 390 \left( 537.5 - \frac{39}{2} \right)$$

$$= 155470000 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 155470000 \text{ Nmm} \geq Mu = 133000000 \text{ Nmm (OK)}$$

#### Kontrol Spasi Tulangan:

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (3h=360 \text{ mm}) \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-2847-2013 Pasal 7.6.5})$$

$$121.5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$121.5 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$121.5 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipakai tulangan utama 3 $\phi$ 19

#### Kontrol Retak

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

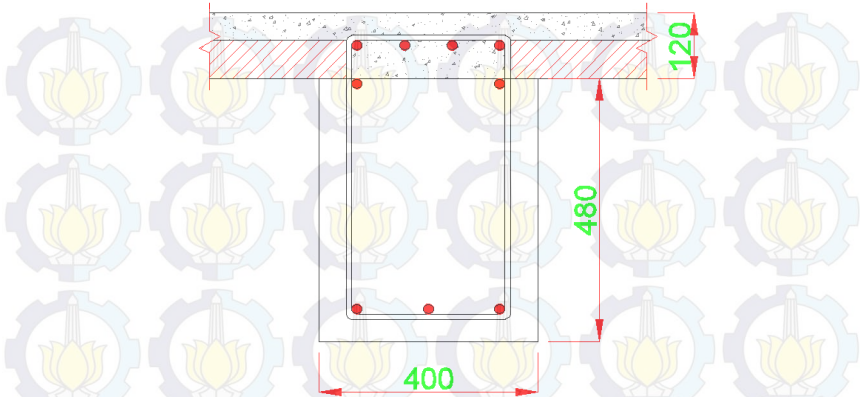
$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 390 = 260 \text{ Mpa}$$

$C_c$  = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 50 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{260} \right) - 2.5 \times 50 \leq 300 \times \left( \frac{280}{260} \right)$$

$$s = 284.23 \text{ mm} \leq 323.08 \text{ mm (OK)}.$$



Gambar 7.5 Penulangan Balok Primer B1 As 3 ; B-C Setelah Komposit

### Desain Tulangan Torsi

Contoh perhitungan diambil dari frame balok yang sama yaitu pada balok primer B1 As 3 ; B-C. dari hasil analisis program bantu didapatkan momen torsi terbesar yaitu :

$$T_u = 29.6 \text{ kNm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 pasal 11.5.1 untuk struktur non prategang bila momen torsi lebih besar dari kemampuan penampang memikul beban torsi maka pendetailan terhadap penulangan torsi harus dilakukan. Kemampuan penampang dalam statis tak tentu dimana redistribusi momen ditentukan dengan perumusan pada SNI-2847-2013 pasal 11.5.2.4 (a) sebagaimana diperlihatkan pada penyelesaian berikut :

$$T_c = \phi 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b_w \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b_w + h) = 2(400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$\phi = 0.75$$

$$T_c = 0.75 \times 0.33 \times 1\sqrt{25} \left( \frac{240000^2}{2000} \right) \\ = 35640000 \text{ Nmm} = 35.64 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow T_u = 29.6 \text{ kNm} < T_c = 35.64 \text{ kNm}$$

Maka, Tulangan torsi tidak diperlukan

### 7.2.3 Penulangan Geser Balok Primer B1 As 3 ; B-C

Dipakai tulangan Sengkok 2 kaki diameter 10 mm

#### Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 140 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI-2847-2013: Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times 400 \times 540.5 = 183770 \text{ N} \\ = 183.77 \text{ kN}$$

#### Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157.08 \times 0.75 \times 390 \times 540.5}{(140 - 0.75 \times 183.77) \times 10^3} = 11430 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $s = 250 \text{ mm}$

$$V_u = 140 \text{ kN} \geq 0.5\phi V_c = 68.91 \text{ kN}$$

Maka,

$$A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.062 \times \sqrt{25} \times \frac{400 \times 250}{240}$$

$$= 129.17 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 157.08 \geq A_{v,min} = 129.17 \dots (\text{OK})$$

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 157.08 \times 240 \times 540.5}{250} = 61229 \text{ N}$$

$$= 61.23 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 61.23 + 0.75 \times 183.77 = 199 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 199 \text{ kN} \geq V_u = 140 \text{ kN}$$

→ (Ok, Memenuhi)

Dipasang sengkang daerah tumpuan  $\phi 10-250 \text{ mm}$  sepanjang

$$2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang daerah lapangan  $\phi 10-250 \text{ mm}$

#### 7.2.4 Penyaluran Tulangan Momen Negatif Balok Primer B1

As 3 ; B-C

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 12.12 paling sedikit sepertiga tulangan tarik total yang dipasang untuk momen negatif pada tumpuan harus mempunyai panjang penanaman melewati titik belok tidak kurang dari  $d$ ,  $12d_b$ , atau  $L_n/16$ , yang mana yang lebih besar.

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

$$12d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$L_n/16 = 680/16 = 42.5 \text{ mm}$$

Maka, dipakai panjang penanaman sepanjang  $d = 540.5$

mm

### 7.2.5 Pengangkatan Elemen Balok Primer B1 As 3 ; B-C

Berat Balok Pracetak =  $0.4 \times 0.48 \times 7.8 \times 24 = 33.18$  kN

$Q_u = 1.2 \times 1.2 \times 33.18 = 47.78$  kN

Dengan menggunakan 2 tulangan angkat, maka

$Q_u/2 = 23.89$  kN

Gaya angkat setiap tulangan

$$T_u = \frac{Q_u}{\sin 45} = \frac{23.89}{\sin 45} = 33.79 \text{ kN}$$

#### Menghitung tulangan angkat

Berdasarkan PBTI pasal 2.2.2 tegangan ijin Tarik dasar baja tulangan adalah  $f_y/1.5$ .

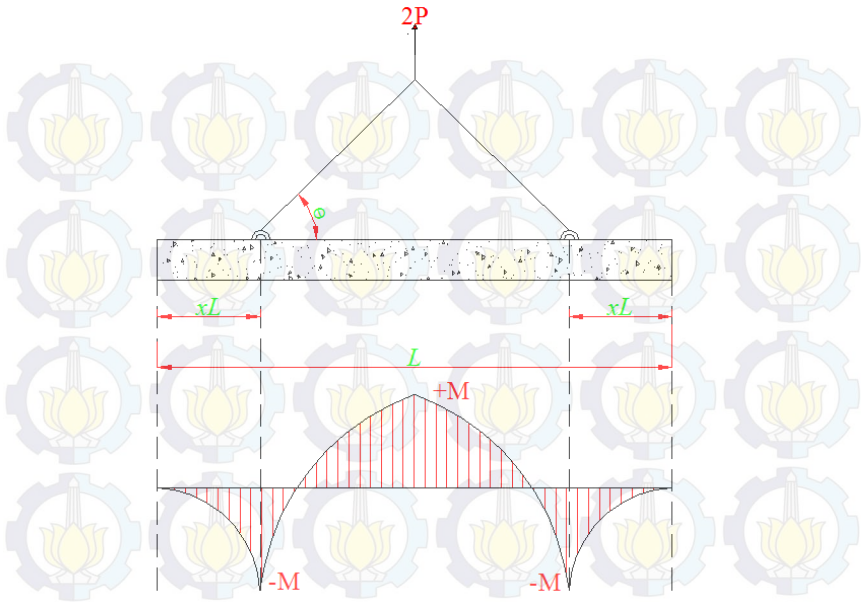
$$\sigma_{ijin} = \frac{390}{1.5} = 260 \text{ Mpa}$$

$$\phi_{tul.angkat} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{ijin} \times \pi}}$$

$$\phi_{tul.angkat} \geq \sqrt{\frac{33.79 \times 10^3}{260 \times \pi}} = 6.43 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan angkat diameter 10 mm

#### Kontrol Tulangan Angkat



Gambar 7.6 Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times tg\theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times tg\theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times tg\theta} \right)} \right)}$$

Maka,

$$W = 0.4 \times 0.48 \times 24 = 4.61 \text{ kN}$$

$$Y_t = Y_b = \frac{(60 - 12)}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 29 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 29}{720 \times \text{tg}45}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{29}{29} \left( 1 + \frac{4 \times 29}{780 \times \text{tg}45} \right)} \right)} = 0.235$$

$$X \times L = 0.235 \times 720 = 169.2 \text{ cm}$$

$$+M = \frac{4.61 \times 7.2^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0.235 + \frac{4 \times 0.29}{7.8 \times \text{tg}45} \right) = 6.61 \text{ kNm}$$

$$-M = \frac{4.61 \times 0.3^2 \times 7.8^2}{2} = 6.59 \text{ kNm}$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} = 0.62 \times 1 \times \sqrt{25} = 3.1 \text{ Mpa}$$

$$W_t = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 400 \times 480^2 = 15360000 \text{ mm}^3$$

Momen Lapangan

$$f = \frac{+M}{W_t} = \frac{6.6 \times 10^6}{15360000} = 0.430 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.430 \text{ Mpa} \leq f_r = 3.1 \text{ Mpa} \quad (\text{OK})$$

Momen Tumpuan

$$f = \frac{-M}{W_t} = \frac{6.59 \times 10^6}{12500000} = 0.428 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.428 \text{ Mpa} \leq f_r = 3.1 \text{ Mpa} \quad (\text{OK})$$

### 7.3 Desain Kolom

Pada struktur bangunan Gedung Hotel Fave Surabaya hanya terdapat satu macam jenis kolom dengan ukuran 60/60 cm. sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior 60/60 cm yang terletak pada As B-3 seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.7.

**Data – Data Desain :**

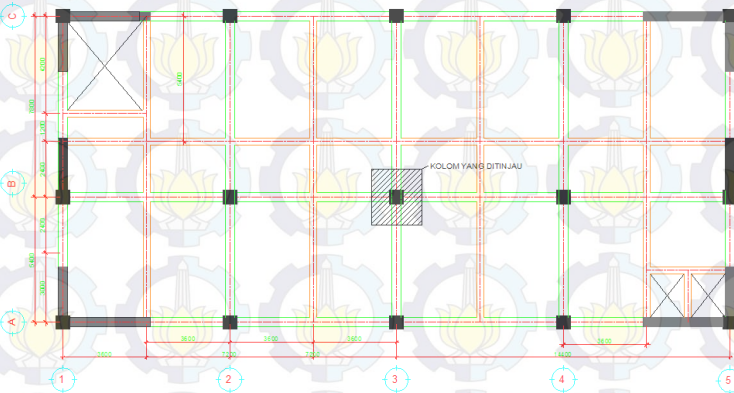
Tinggi kolom = 4.8 m

Dimensi kolom = 600 x 600 mm

Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 35 MPa



Mutu Baja, ( $f_y$ ) = 390 MPa  
 Mutu Baja Senggang = 240 MPa  
 $\varnothing$  tul. Memanjang = D 25 mm  
 $\varnothing$  tul. Senggang = D 12 mm



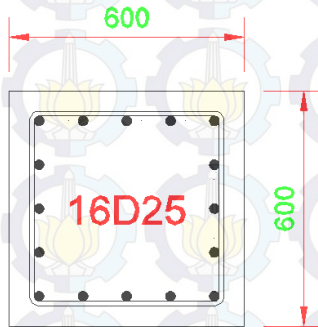
Gambar 7.7 Lokasi kolom yang akan dianalisis AS B-3

Tabel 7.2 Rekapitulasi gaya dalam kolom AS B-3

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)		Geser (kN)	
			Sb-X	Sb-Y	Sb-X	Sb-Y
1	1.4DL	6019.68	-23.259	0.373	0.27	-15.66
2	1.2DL+1.2LL+0.5Lr	6885.38	-27.836	0.353	0.28	-18.63
3	1.2 DL + LL ± RSPX	5982.83	55.169	1.113	6.11	9.58
4	1.2 DL + LL ± RSPX	6450.94	-126.021	-22.772	-5.58	-42.93
5	1.2 DL + LL ± RSPY	6133.41	48.098	5.3	19.22	-9.01
6	1.2 DL + LL ± RSPY	6300.35	-54.403	-74.624	-18.7	-24.34
7	0.9 DL ± RSPX	3625.05	37.314	1.377	6.02	16.19
8	0.9 DL ± RSPX	4082.48	-116.099	-22.872	-5.67	-36.32
9	0.9 DL ± RSPY	3775.63	30.242	5.565	19.13	-2.4
10	0.9 DL ± RSPY	3931.89	-44.481	-74.725	-18.78	-17.73

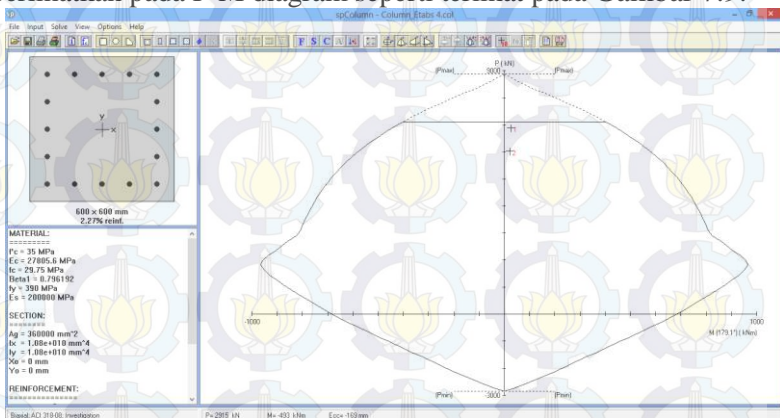
Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.3 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

Kolom As B-3 direncanakan menggunakan tulangan baja sebesar 16-D25 seperti terlihat pada Gambar 7.8.



Gambar 7.8 Penampang Kolom AS B-3

Hasil yang telah dilakukan dari program analisis kolom diperlihatkan pada P-M diagram seperti terlihat pada Gambar 7.9.



Gambar 7.9 P-M Diagram kolom As B-3 (Lantai-1)

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 7.9, dengan rasio tulangan sebesar 2.27% yaitu 16-D25 penampang

telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya. Hal tersebut diperlihatkan dengan kordinat yang berasal dari kombinasi beban yang dipikul oleh kolom As B-3 sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 7.3.

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan tidak diijinkan kurang dari 1% dan tidak diijinkan melebihi 8 %, oleh karena itu penampang yang memiliki rasio tulangan sebesar 2.27% telah memenuhi ketentuan.

### **Desain Penulangan Geser Kolom AS B-3**

Data Perencanaan :

Tinggi kolom = 3200 mm

Dimensi kolom = 600 x 600 mm

Mutu Beton, ( $f_c'$ ) = 35 MPa

Mutu Baja, ( $f_y$ ) = 390 MPa

Mutu Baja Senggang ( $f_{yv}$ ) = 240 MPa

Ø tul. Memanjang = D 25 mm

Ø tul. Senggang = D 12 mm

### **Menentukan beban geser rencana kolom**

Gaya geser pada kolom pada sistem rangka gedung ditunjukan sebagai berikut :

$$V_u = 50.71 \text{ kN}$$

### **Desain penulangan geser kolom As B-3**

- Direncanakan menggunakan tulangan sengkang 2 kaki Ø12 ( $A_{sv} = 226.2 \text{ mm}^2$ )

Berdasarkan SNI -2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 12 - \frac{25}{2} = 535.2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0.17 \left( 1 + \frac{6141510}{14 \times 360000} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 535. \\
 &= 716908 \text{ N} = 716.91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0.75 \times 716908 = 537.68 \text{ kN} \geq 50.71 \text{ kN}$$

→ (Oke, Memenuhi).

Maka, sengkang cukup dipasang praktis dengan jarak sebesar :

$$s = \frac{d}{2} = \frac{535.5}{2} = 267.75 \text{ mm} \rightarrow \text{dipakai } s = 250 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sengkang sejarak 250 mm disepanjang bentang kolom.

### Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI-2847-2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan Ø25 mm dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{C_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI-2847-2013, dimana :

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\Psi_t = 1 \text{ (situasi lainnya)}$$

$$\Psi_e = 1 \text{ (tulangan tanpa pelapis)}$$

$$\Psi_s = 1 \text{ (tulangan lebih besar dari D-22)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Beton Normal) } f'_c = 35 \text{ MPa } d_b = 25 \text{ mm}$$

C adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{500 - 2(40 + 12) - 25 \times 4}{4 - 1} = 96 \text{ mm}$$

Maka,  $c_b = c_{min} = 64.5 \text{ mm}$  Sehingga,

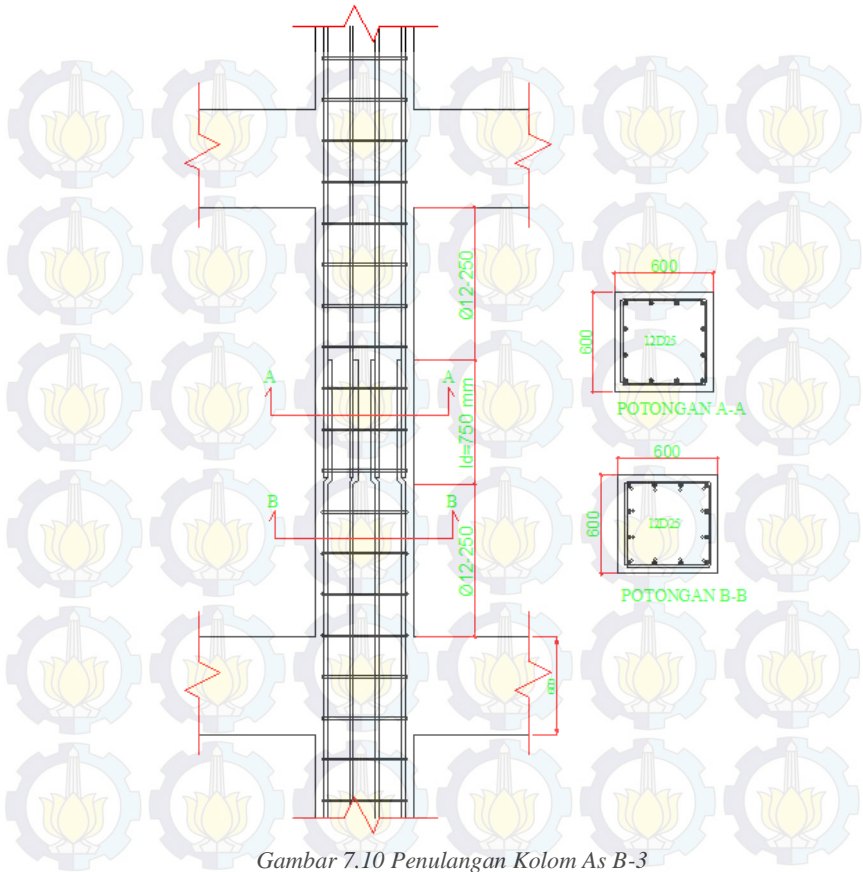
$$\frac{64.5 + 0}{25} = 2.58 \geq 2.5 \text{ mm (nilai maksimum 2.5)}$$

Maka, diambil 2.5

$$l_d = \left( \frac{390}{1.1 \times 1\sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{64.5 + 0}{25}\right)} \right) 25 = 564 \text{ mm} \approx 565 \text{ mm}$$

Sesuai SNI-2847-2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1.3 untuk sambungan kelas B adalah :  
 $1.3l_d = 1.3 \times 565 = 734.5 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm}$

Detail penulangan kolom As B-3 diperlihatkan pada Gambar 7.10.



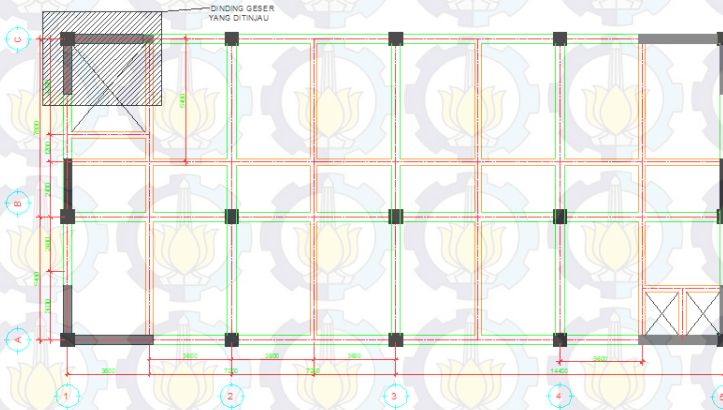
Gambar 7.10 Penulangan Kolom As B-3

#### 7.4 Desain Dinding Geser

Struktur Gedung Hotel Fave Surabaya akan yang didesain dengan kategori seismik D dengan konfigurasi struktur didesain dengan sistem rangka gedung dimana dinding geser harus mampu memikul seluruh beban lateral dan rangka hanya memikul beban gravitasi ditambah gaya akibat deformasi lateral dinding geser.

Dinding geser yang terdapat pada struktur ini merupakan struktur dinding geser khusus dengan denah dinding

diperlihatkan pada Gambar 7.11. Secara keseluruhan terdapat dua tipe dinding geser, oleh karena itu akan dianalisis tipe dinding geser tersebut berdasarkan gaya dalam yang paling menentukan diantara masing-masing dinding geser tersebut.



Gambar 7.11 Lokasi Dinding Geser SW3

#### 7.4.1 Desain Dinding Geser SW3

##### Data – Data Desain :

Tinggi Dinding, ( $h_w$ )	= 41600 mm
Tebal Dinding, ( $h$ )	= 400 mm
Panjang Dinding, ( $l_w$ )	= 2400 mm
Mutu Beton, ( $f_c'$ )	= 35 MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 390 MPa
Mutu Baja Senggang	= 240 MPa
Ø tulangan Vertikal	= D 25 mm (Ulir)
Ø tulangan Horisontal	= 2D 19 mm (Ulir) $\lambda=1$ (beton normal)

##### Analisis Desain Dinding Geser Khusus

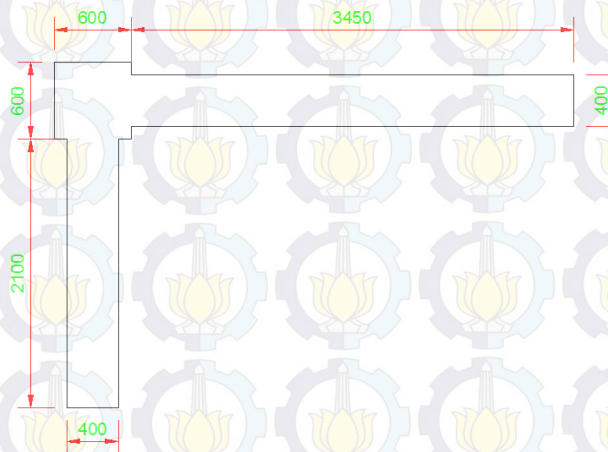
Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperlihatkan pada Tabel 7.4. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program

bantu analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI-1726-2012 Pasal 21.9.

Tabel 7.3 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser SW3

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kNm)		Geser (kN)	
			Sb-X	Sb-Y	Sb-X	Sb-Y
1	1.2 DL + LL ± RSPX	4927.22	7028.658	6918.517	613.19	382.94
2	1.2 DL + LL ± RSPX	7215.67	-7743.01	-7441.27	-641.57	-356.77
3	1.2 DL + LL ± RSPY	5258.04	14458.17	4582.123	220.07	991.4
4	1.2 DL + LL ± RSPY	6884.85	-15172.5	-5104.87	-248.44	-965.22
5	0.9 DL ± RSPX	3172.88	7148.016	7007.557	618.29	377.97
6	0.9 DL ± RSPX	5461.34	-7623.65	-7352.23	-636.47	-361.73
7	0.9 DL ± RSPY	3503.71	14577.53	4671.164	225.17	986.43
8	0.9 DL ± RSPY	5130.51	-15053.2	-5015.83	-243.34	-970.19

Penampang dinding geser siku diperlihatkan pada Gambar 7.12.



Gambar 7.12 Penampang Dinding Geser SWF



### Desain Penulangan Dinding Geser SW3

Berdasarkan Tabel 7.4 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$V_u = 991.4 \text{ kN} = 991400 \text{ N}$$

$$P_u = 7215.67 \text{ kN} = 7215670 \text{ N}$$

$$M_u = 15172.5 \text{ kNm} = 15172.5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.2.2 dua tirai tulangan harus digunakan bila :

$$V_u \geq 0.17\lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = l_w \times h = 6750 \times 400 = 27 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$V_u \geq 0.17 \times 2700000 \sqrt{35} = 2715481 \text{ N}$$

$$V_u = 991.4 \text{ kN} \leq 0.17\lambda A_{cv} \sqrt{f'_c} = 2715.48 \text{ kN}$$

Maka, penampang didisain dengan satu tirai tulangan.

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI-2847-2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6750 = 5400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.27\lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{P_u d}{4l_w} \\ &= 0.27 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 5400 + \frac{7215670 \times 5400}{4 \times 6750} \\ &= 4893392 \text{ N} = 4893.39 \text{ kN} \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left( 0.05\lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \\ &= \left( 0.05 \times 1 \sqrt{35} + \frac{6750 \left( 0.1 \times 1 \sqrt{35} + 0.2 \frac{7215670}{6750 \times 400} \right)}{\frac{15172.5 \times 10^6}{991400} - \frac{6750}{2}} \right) 400 \times 5400 \\ &= (0.296 + 0.6372) 400 \times 5400 = 2015712 \text{ N} \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

Maka,  $V_c = 2015.71 \text{ kN}$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.55 \times 2015712}{2} = 554321 \text{ kN} \leq V_u = 554.32 \text{ kN}$$

Maka, Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.8 desain tulangan geser horisontal dinding harus sesuai dengan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.9.

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan geser horisontal tidak boleh melebihi dari poin berikut ini :

- $\frac{l_w}{5} = \frac{6750}{5} = 1350 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- $450 \text{ mm}$

Direncanakan menggunakan tulangan horizontal (transversal) 1D19 dengan jarak 200 mm

$$A_{vt} = \frac{1}{4} \pi d_{vt}^2 \times n = 1 \times \frac{1}{4} \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{283.53 \times 390 \times 5400}{200} = 2985571 \text{ N} \\ = 2985.57 \text{ kN}$$

### Kontrol Rasio Tulangan Geser Transversal dan Longitudinal

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{43.2}{6750} = 6.4 \geq 2$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.4.3 maka rasio tulangan vertikal atau longitudinal, ( $\rho_l$ ) tidak perlu kurang dari rasio tulangan horizontal atau transversal, ( $\rho_t$ ).

- Rasio Tulangan Geser Transversal ( $\rho_t$ ). Berdasarkan SNI-2847-2013 rasio tulangan geser transversal tidak boleh kurang dari 0.0025.

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{h \times s} = \frac{283.53}{400 \times 200} = 0.0036$$

Maka, rasio tulangan geser transversal sebesar D19 dengan jarak 200 mm telah memenuhi ketentuan

- Rasio Tulangan Geser longitudinal ( $\rho_l$ ). Berdasarkan SNI-2847-2013 rasio tulangan vertikal tidak boleh kurang dari 0.0025.

Direncanakan menggunakan tulangan horizontal (transversal) dengan sebesar D25 dengan jarak 100 mm

$$A_{vl} = \frac{1}{4} \pi d_{vl}^2 \times n = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{vl}}{h \times s} = \frac{490.87}{400 \times 100} = 0.0123 \geq 0.0025$$

Maka, rasio tulangan geser longitudinal sebesar D25 dengan jarak 100 mm telah memenuhi ketentuan.

### **Kemampuan Nominal Geser Penampang**

$$V_n = (V_c + V_s) = 2968.44 + 3649 = 6617.44 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.4.1  $V_n$  tidak boleh melebihi kemampuan nominal geser penampang yang ditentukan dengan perumusan berikut :

Karena  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ , maka  $a_c = 0.17$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_1 f_y \right) \\ &= 330 \times 10^4 (0.17 \times 1 \sqrt{35} + 0.0036 \times 390) \\ &= 7952121 \text{ N} = 7952.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka,  $V_n = 7952.12 \text{ kN}$

### **Kontrol Kemampuan Nominal Geser Penampang**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.55 \times 7952.12 \geq 1282.5$$

$$4373.67 \geq 1282.5$$

Oke, penampang mampu memikul beban geser yang ada.

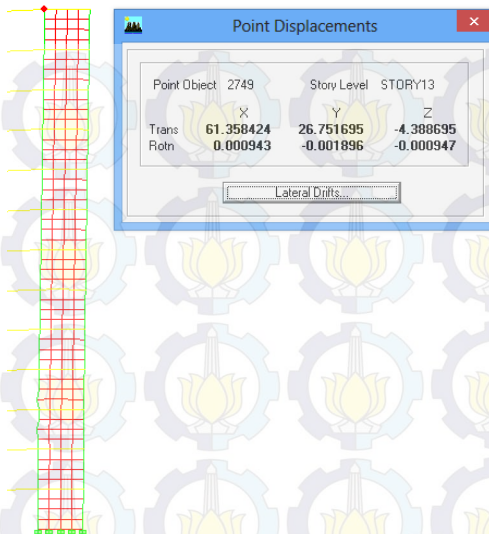
### **Desain Elemen Batas**

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.6.2 daerah tekan harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus bila :

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

dimana,  $c$  dalam persamaan tersebut berkaitan dengan sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain ( $\delta_u$ ). Rasio  $\delta_u/h_w$  pada persamaan tersebut tidak boleh diambil kurang dari 0.007.

Nilai  $\delta_u$  adalah nilai simpangan terbesar pada salah satu arah. Dengan menggunakan program analisis struktur didapatkan nilai simpangan terbesar tersebut seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.13.



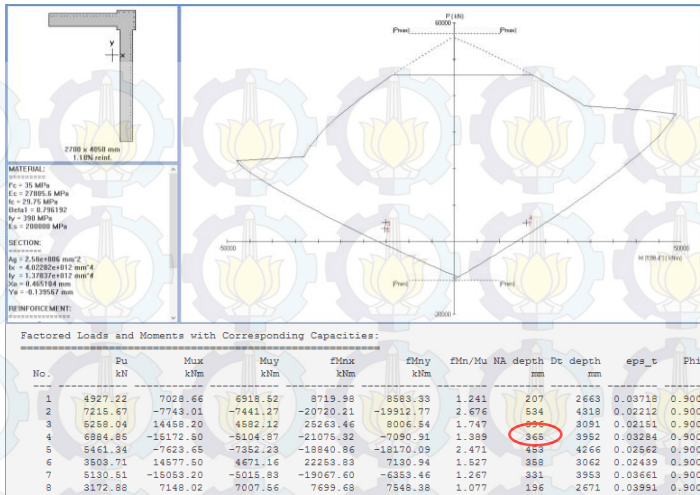
Gambar 7.13 Simpangan arah Y terbesar pada dinding

Berdasarkan Gambar 7.13 didapatkan simpangan  $\delta_u$  arah X terbesar, yaitu 61.36 mm.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{61.36}{43200} = 0.0014 \leq 0.007$$

Maka,  $\frac{\delta_u}{h_w}$  diambil sebesar 0.007

Nilai c didapatkan dengan program bantu dengan gaya dalam pada Tabel 7.4 diambil berdasarkan gaya aksial dan lentur terbesar sesuai dengan arah yang dinjau. Hal tersebut diperlihatkan pada Gambar 7.14

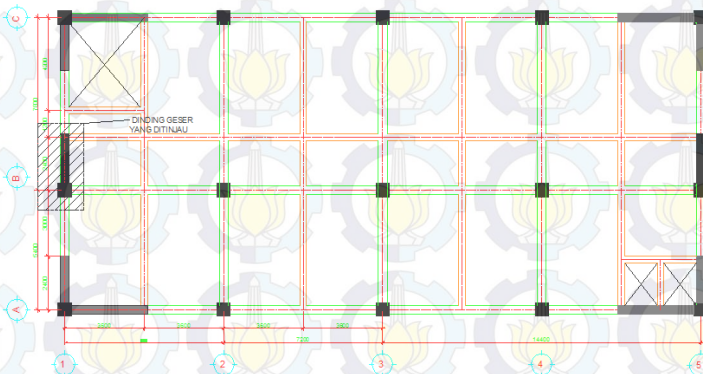


Gambar 7.14 Pemodelan dinding SWF dengan program bantu

$$c \geq \frac{6750}{600(0.007)} = 1607 \text{ mm} \geq c = 365 \text{ mm}$$

Sehingga, dinding struktur tidak harus diberi elemen batas.

### 7.4.1 Desain Dinding Geser SW2



Gambar 7.15 Lokasi dinding geser SW2

**Data – Data Desain :**

Tinggi Dinding, ( $h_w$ )	= 41600 mm
Tebal Dinding, ( $h$ )	= 400 mm
Panjang Dinding, ( $l_w$ )	= 2400 mm
Mutu Beton, ( $f_c'$ )	= 35 MPa
Mutu Baja, ( $f_y$ )	= 390 MPa
Mutu Baja Sengkang	= 240 MPa
Ø tulangan Vertikal	= D 25 mm (Ulir)
Ø tulangan Horizontal	= 2D 19 mm (Ulir) $\lambda=1$ (beton normal)

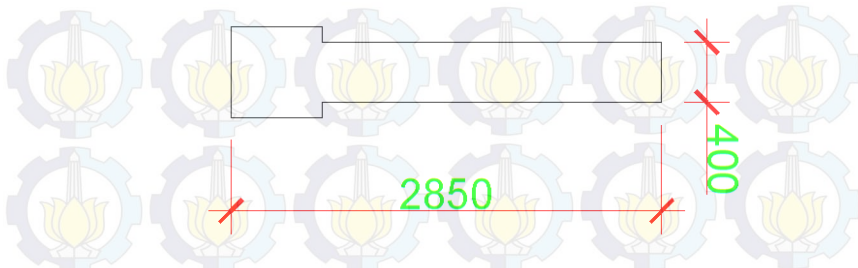
**Analisis Desain Dinding Geser Khusus**

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperlihatkan pada Tabel 7.4. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI-1726-2012 Pasal 21.9.

Tabel 7.4 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser SW3

No	Kombinasi Beban	Aksial	Momen (kNm)		Geser (kN)	
		(kN)	Sb-X	Sb-Y	Sb-X	Sb-Y
1	1.4DL	4085.28	114.059	19.57	11.96	17.34
2	1.2DL+1.2LL+0.5Lr	4075.04	117.793	21.687	13.38	18.51
3	1.2 DL + LL ± RSPX	1645.54	3676.167	32.637	15.2	597.93
4	1.2 DL + LL ± RSPX	6074.52	-3455.6	7.053	9.21	-563.65
5	1.2 DL + LL ± RSPY	2891.46	1151.661	61.337	21.86	186.87
6	1.2 DL + LL ± RSPY	4828.6	-931.096	-21.647	2.55	-152.59
7	0.9 DL ± RSPX	411.77	3639.208	25.373	10.69	591.94
8	0.9 DL ± RSPX	4840.74	-3492.56	-0.211	4.7	-569.64
9	0.9 DL ± RSPY	1657.68	1114.702	54.073	17.35	180.88
10	0.9 DL ± RSPY	3594.82	-968.055	-28.911	-1.96	-158.58

Penampang dinding geser siku diperlihatkan pada Gambar 7.12.



Gambar 7.16 Penampang Dinding Geser SWF

### Desain Penulangan Dinding Geser SW3

Berdasarkan Tabel 7.4 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$V_u = 563.65 \text{ kN} = 991400 \text{ N}$$

$$P_u = 6074.52 \text{ kN} = 7215670 \text{ N}$$

$$M_u = 3455.6 \text{ kNm} = 3455.6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.2.2 dua tirai tulangan harus digunakan bila :

$$V_u \geq 0.17\lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = l_w \times h = 2850 \times 400 = 11.4 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$V_u \geq 0.17 \times 1140000 \sqrt{35} = 1820969 \text{ N}$$

$$V_u = 563.65 \text{ kN} \leq 0.17\lambda A_{cv} \sqrt{f'_c} = 1820 \text{ kN}$$

Maka, penampang didisain dengan satu tirai tulangan.

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI-2847-2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 2850 = 2280 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.27\lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{P_u d}{4l_w}$$

$$= 0.27 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 2280 + \frac{6074520 \times 2280}{4 \times 2850}$$

$$= 2671679 \text{ N} = 2671.8 \text{ kN} \dots \dots \dots (1)$$



$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \\
 &= \left( 0.05 \times 1\sqrt{35} + \frac{2850 \left( 0.1 \times 1\sqrt{35} + 0.2 \frac{6074520}{2850 \times 400} \right)}{\frac{3455.6 \times 10^6}{563} - \frac{2850}{2}} \right) 400 \times 2280 \\
 &= (0.297)400 \times 2280 = 270864 \text{ N} \dots \dots (2)
 \end{aligned}$$

Maka,  $V_c = 270.86 \text{ kN}$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.55 \times 270864}{2} = 74488 \text{ kN} \leq V_u = 74.49 \text{ kN}$$

Maka, Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.8 desain tulangan geser horisontal dinding harus sesuai dengan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.9.

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan geser horisontal tidak boleh melebihi dari poin berikut ini :

- $\frac{l_w}{5} = \frac{2850}{5} = 570 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- $450 \text{ mm}$

Direncanakan menggunakan tulangan horisontal (transversal) 1D19 dengan jarak 200 mm

$$\begin{aligned}
 A_{vt} &= \frac{1}{4} \pi d_{vt}^2 \times n = 1 \times \frac{1}{4} \pi \times 19^2 = 283.53 \text{ mm}^2 \\
 V_s &= \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{283.53 \times 390 \times 5400}{200} = 2985571 \text{ N} \\
 &= 2985.57 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### **Kontrol Rasio Tulangan Geser Transversal dan Longitudinal**

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{43.2}{2.850} = 15.16 \geq 2$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.4.3 maka rasio tulangan vertikal atau longitudinal, ( $\rho_l$ ) tidak perlu kurang dari rasio tulangan horizontal atau transversal, ( $\rho_t$ ).

- Rasio Tulangan Geser Transversal ( $\rho_t$ ).  
Berdasarkan SNI-2847-2013 rasio tulangan geser transversal tidak boleh kurang dari 0.0025.

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{h \times s} = \frac{283.53}{400 \times 200} = 0.0035$$

Maka, rasio tulangan geser transversal sebesar D19 dengan jarak 200 mm telah memenuhi ketentuan

- Rasio Tulangan Geser longitudinal ( $\rho_l$ ).  
Berdasarkan SNI-2847-2013 rasio tulangan vertikal tidak boleh kurang dari 0.0025.  
Direncanakan menggunakan tulangan horizontal (transversal) dengan sebesar D25 dengan jarak 100 mm

$$A_{vl} = \frac{1}{4} \pi d_{vl}^2 \times n = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{vl}}{h \times s} = \frac{490.87}{400 \times 100} = 0.0123 \geq 0.0025$$

Maka, rasio tulangan geser longitudinal sebesar D25 dengan jarak 100 mm telah memenuhi ketentuan.

### **Kemampuan Nominal Geser Penampang**

$$V_n = (V_c + V_s) = 2968.44 + 3649 = 6617.44 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.4.1  $V_n$  tidak boleh melebihi kemampuan nominal geser penampang yang ditentukan dengan perumusan berikut :

Karena  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ , maka  $a_c = 0.17$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_1 f_y) \\ &= 330 \times 10^4 (0.17 \times 1 \sqrt{35} + 0.0036 \times 390) \\ &= 7952121 \text{ N} = 7952.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka,  $V_n = 7952.12 \text{ kN}$

### **Kontrol Kemampuan Nominal Geser Penampang**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.55 \times 7952.12 \geq 1282.5$$

$$4373.67 \geq 1282.5$$

Oke, penampang mampu memikul beban geser yang ada.

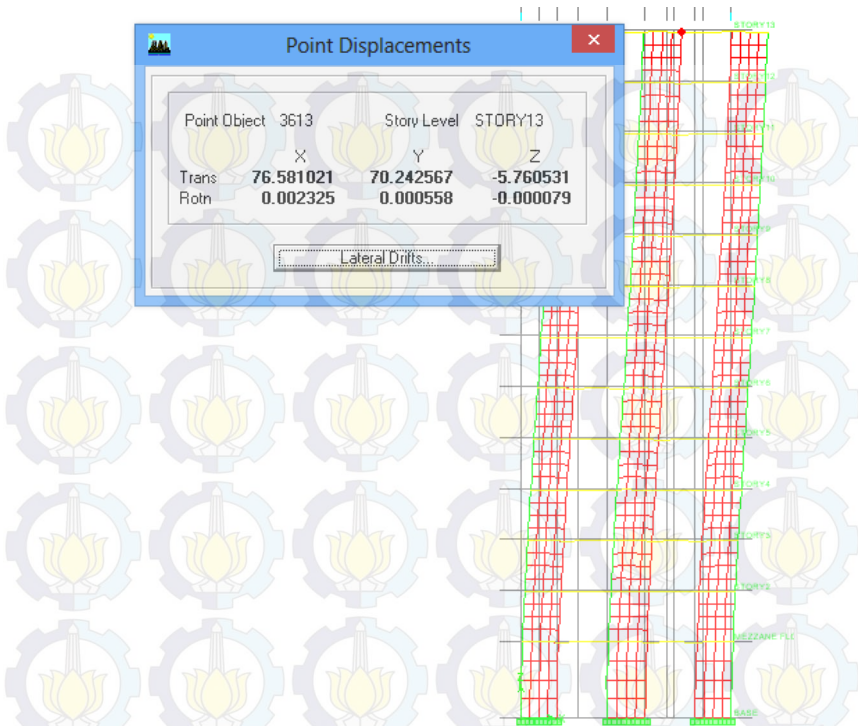
### **Desain Elemen Batas**

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.9.6.2 daerah tekan harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus bila :

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

dimana,  $c$  dalam persamaan tersebut berkaitan dengan sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain ( $\delta_u$ ). Rasio  $\delta_u/h_w$  pada persamaan tersebut tidak boleh diambil kurang dari 0.007.

Nilai  $\delta_u$  adalah nilai simpangan terbesar pada salah satu arah. Dengan menggunakan program analisis struktur didapatkan nilai simpangan terbesar tersebut seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.13.



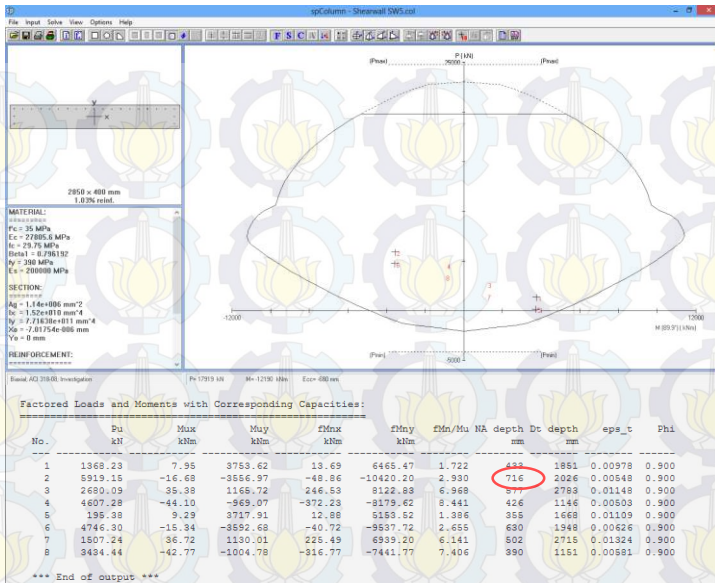
Gambar 7.17 Simpangan arah Y terbesar pada dinding

Berdasarkan Gambar 7.13 didapatkan simpangan  $\delta_u$  arah X terbesar, yaitu 61.36 mm.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{76.58}{43200} = 0.0018 \leq 0.007$$

Maka,  $\frac{\delta_u}{h_w}$  diambil sebesar 0.007

Nilai c didapatkan dengan program bantu dengan gaya dalam pada Tabel 7.4 diambil berdasarkan gaya aksial dan lentur terbesar sesuai dengan arah yang ditinjau. Hal tersebut diperlihatkan pada Gambar 7.14



Gambar 7.18 Pemodelan dinding SW2 dengan program bantu

$$c \geq \frac{2850}{600(0.007)} = 678.57 \text{ mm} \leq c = 716 \text{ mm}$$

Sehingga, dinding struktur harus diberi elemen batas.

## BAB VIII DESAIN PONDASI

### 8.1 Desain Pondasi

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

#### Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 6885.38 kN
- $P_u = 10\% \times 721.13 \text{ kN} = 688.5 \text{ kN} \rightarrow 688538 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 450×700 mm
- Panjang sloof = 7.2 m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) = 390 MPa
  - Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Selimut beton = 50 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0.7 \times \sqrt{f'_c} = 0.7 \times \sqrt{25} = 3.5 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\emptyset bh} = \frac{688538}{0.8 \times 450 \times 700} = 2.86 \text{ MPa} < f_{r \text{ ijin}} \rightarrow OK$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antar *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang

disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{7200}{20} = 360 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom, oleh karena itu tulangan yang akan digunakan adalah tulangan konvensional yaitu tulangan baja.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat Sendiri =  $0.45 \times 0.7 \times 24 = 7.56 \text{ kN/m}$
  - Berat dinding =  $25 \times 3.2 = 80 \text{ kN/m}$
- $$q_d = 87.56 \text{ kN/m}$$

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:

$$q_u = 1.4q_d = 1.4 \times 7.56 = 10.58 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 10.58 \times 7.2^2 = 54.85 \text{ kNm}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

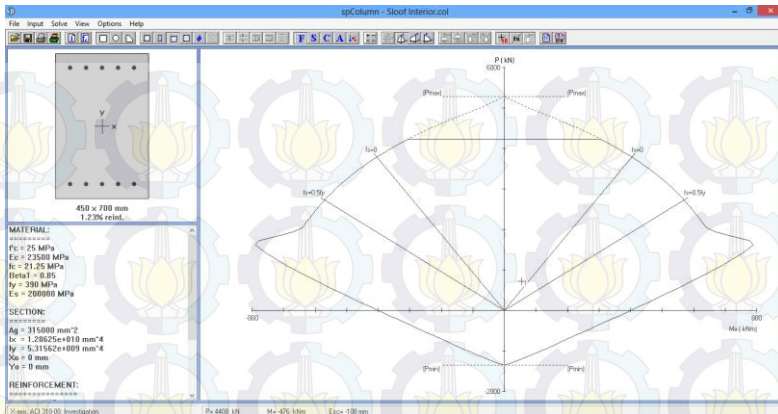
$$M_u = 54.85 \text{ kNm}$$

$$P_u = 721.13 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10D22

$$(A_f = 3801.33 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu seperti pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 8.1 didapatkan rasio tulangan sebesar 1.23% (10D22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$s = \frac{b_w - 2 \times \text{selimut} - 2\phi_{\text{senggang}} - n}{n - 1} \geq 25$$

$$= \frac{450 - 2 \times 50 - 2 \times 10 - 6 \times 19}{6 - 1} = 43.2 \geq 25$$

### Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times 7.2 = \frac{1}{2} \times 10.58 \times 7.2 = 38.1 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 50 - 10 - \frac{22}{2} = 629 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0.17 \left( 1 + \frac{10580}{14 \times 31.5 \times 10^4} \right) 1 \sqrt{25} \times 450 \times 629 \\
 &= 241744.83 \text{ N} = 242 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 242 = 181.5 \text{ kN} \geq V_u = 38.88 \text{ kN}$$

(Oke, Memenuhi)

Berdasarkan SNI-2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 629/2 = 314.5 \text{ mm} \approx 315 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipasang sengkang  $2\phi 10 - 300 \text{ mm}$  di sepanjang sloof.

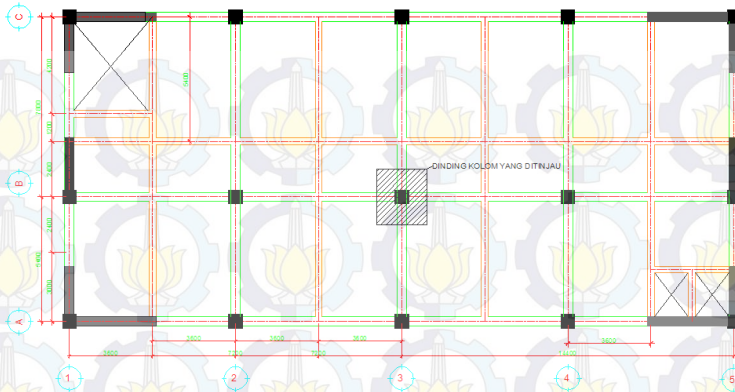
## 8.2 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

## 8.3 Desain Tiang Pancang Kolom As B-3

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom As B-3 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 8.2



Gambar 8.2 Letak pondasi kolom yang dianalisis

### Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 24 m
- Diameter tiang pancang,  $d = 50 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 40 = 62.83 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$   
=  $\frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1963.5 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 2.8 \text{ m}$$

$$B = 2.8 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1. Dengan tekanan ijin sebesar 185.3 Ton.

### **8.3.1 Beban Pada Tiang Pancang**

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.1.

**Tabel 8.1 Reaksi Kolom As B-3**

Kombinasi	Gaya Dalam				
	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	P (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
Beban Tetap					
1D+1L	0.14	-13.83	5447.99	38.25	-0.46
Beban Sementara					
1D+1L+1RSPX	-3.25	-27.92	5560.89	-78.19	-13.00

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban sementara dan beban tetap. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, yaitu :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 78.19 + 27.92 \times 1 = 106.11 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 13 + 3.25 \times 1 = 16.25 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Beban Sendiri Poer

$$2.8 \times 2.8 \times 1 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 188.16 \text{ kN}$$

- Beban Aksial Kolom

$$\text{Beban Sementara, } P = 5561 \text{ kN}$$

$$\Sigma P = 5749 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 40 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 8.2.

**Tabel 8.2 Data N-SPT**

KEDALAMAN (m)	N-SPT
0	0
2.5	4
4.5	17
6.5	1
8.5	1
10.5	1
12.5	1
14.5	2
16.5	2
18.5	3
20.5	4
22.5	7
24.5	14
26.5	17
28.5	15
30.5	17
32.5	14
34.5	18
36.5	17
38.5	18
40.5	14

Berdasarkan Tabel 8.2 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 40 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 18$$

$$N_{av} = \frac{14 + 17 + 15 + 17 + 14 + 18}{6} = 15.83$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0.196 \times 18 + \frac{62.83 \times 15.83}{5} = 340 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2$$

$$= \frac{340}{2} = 170 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 50 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P} = 185.3 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu =170 Ton.

### 8.3.2 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0.7$$

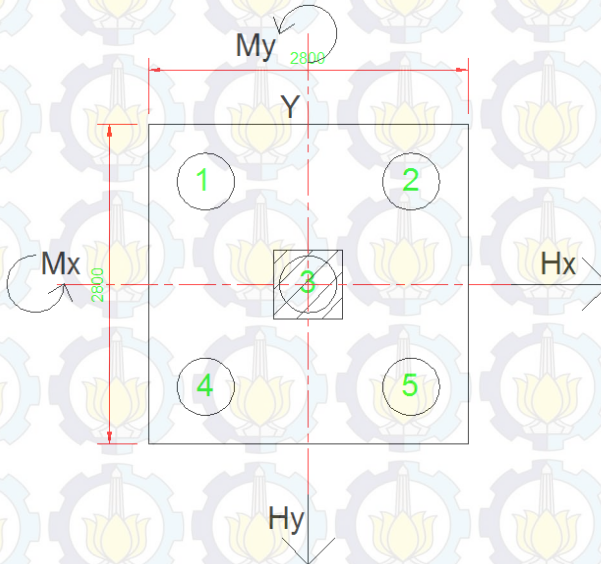
$$= \frac{5749}{170 \times 0.7} = 4.83 \approx 5$$

Maka direncanakan dengan 5 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.3.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2.5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3.6D = 3.6 \times 0.5 = 1.8 \text{ m}$$

$$2.5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3.6D = 3.6 \times 0.5 = 1.8 \text{ m}$$



Gambar 8.3 Posisi tiang pancang

### Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.3 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.3

**Tabel 8.3 Jarak Tiang Pancang Kolom**

Tiang	Sumbu			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	0.9	0.81	0.9	0.81
P2	0.9	0.81	0.9	0.81
P3	0.9	0.81	0.9	0.81
P4	0.9	0.81	0.9	0.81
P5	0	0	0	0
Σ		3.24		3.24

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_{x_0} y_{max}}{\sum y^2} + \frac{M_{y_0} x_{max}}{\sum x^2}$$

$$P_{max} = \frac{5711}{5} + \frac{106.11 \times 0.9}{3.24} + \frac{16.25 \times 0.9}{3.24}$$

$$= 1176 \text{ kN} = 117.6 \text{ Ton}$$

$$P_{max} = \frac{5711}{5} - \frac{106.11 \times 0.9}{3.24} - \frac{16.25 \times 0.9}{3.24}$$

$$= 1108 \text{ Ton} = 110.8 \text{ Ton}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 115.88 Ton.

### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris,  $(m) = 2$

Jumlah kolom,  $(n) = 2$

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \left( \frac{0.5}{1.9} \right) \left[ \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0.73$$

### Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq \bar{P}E_k$$

$$117.6 \text{ Ton} \leq 170 \times 0.73$$

$$117.6 \text{ Ton} \leq 124 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

### 8.3.3 Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

#### Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 600 x 600 mm
- Dimensi Poer = 2800 x 2800 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Dimensi tiang pancang = 500 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 70 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{600}{600} = 1.0$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah tiang pancang ujung oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

Jarak dari tepi tiang yang dianalisis hingga ke tepi poer terdekat adalah 250 mm

$$b_o = 2\pi(\text{Diameter tiang} + 250)$$

$$= 2\pi(500 + 250) = 1500 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{1.0}\right) \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5$$

$$= 3236800 = 3236.8 \text{ kN}$$

$$b. V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.083 \left(\frac{40 \times 917.5}{1500} + 2\right) \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5$$

$$= 1622989 \text{ N} = 1623 \text{ kN}$$

$$c. V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.33 \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5$$

$$= 2356200 \text{ N} = 2356.2 \text{ kN}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $1623 \text{ kN} = 162.3 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ Tiang}$$

$$162.3 \text{ Ton} \geq 117.6 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

Maka,  $h_{poer} = 1000 \text{ mm}$  telah memenuhi ketentuan.

### 8.3.4 Desain Penulangan Poer Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.12 Desain penulangan poer ditentukan berdasarkan rasio tulangan susut atau minimum karena poer diasumsikan hanya berfungsi sebagai penyalur beban saja.

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 2800 x 2800 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa



- Mutu Beton, ( $f_y$ ) = 240 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer  

$$dx = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

### Penulangan Poer

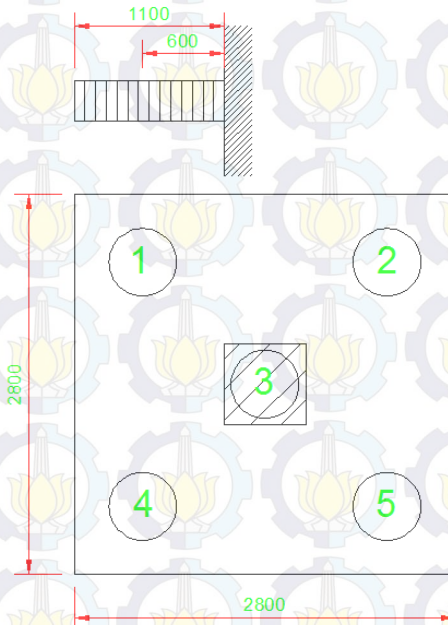
Berat Poer,  $q_u = 1.1 \times 1 \times 24 = 26.4 \text{ kN/m} = 2.64 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 2P_{max} = 2 \times 175.3 = 350.6 \text{ Ton}$$

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} \times q_u e^2\right)$$

$$= (117.6 \times 0.6) - \left(\frac{1}{2} \times 2.64 \times 1.1^2\right)$$

$$= 68.96 \text{ Tm} = 689.6 \text{ kNm}$$



Gambar 8.4 Mekanika beban poer Kolom

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.028 = 0.021$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.85bd^2} = \frac{689.6 \times 10^6}{0.85 \times 2800 \times 917.5^2} = 0.35$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 0.35}{390}} \right) = 0.0009$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0.0020$

$$A_{Spertu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0020 \times 1000 \times 917.5$$

$$= 1835 \text{ mm}^2$$

$$A_{S1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 25^2 = 490.63 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{Spertu}}{A_{S1 \text{ tulangan}}} = \frac{1835}{490.63} = 3.74 \approx 4$$

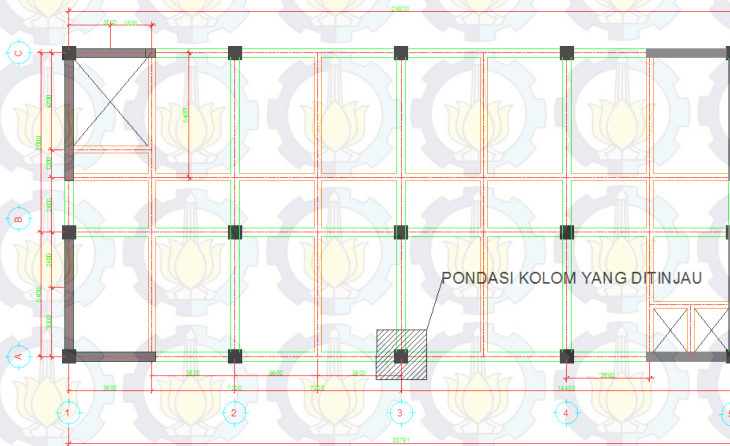
Dipakai  $4\phi 25$  ( $A_s = 1962.5 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{4-1} = 333.333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan  $\varnothing 25 - 300$

### 8.4 Desain Tiang Pancang Kolom As A-3

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom As A-3 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 8.25



Gambar 8.5 Letak pondasi kolom yang dianalisis

#### Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 40 m
- Diameter tiang pancang,  $d = 50 \text{ cm}$
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 40 = 62.83 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1963.5 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1. Dengan tekanan ijin sebesar 185.3 Ton.

#### 8.4.1 Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.14.

Tabel 8.4 Reaksi Kolom As A-3

Kombinasi	Gaya Dalam				
	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	P (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
Beban Tetap					
1D+1L	-10.45	0.15	3331.95	28.87	-0.47
Beban Sementara					
1D+1L+1RSPX	-22.5	-3.1	3569	-69.76	-12.72

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban sementara dan beban tetap. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, yaitu :

$$M_{x0} = M_x + F_y \times t = 69.76 + 22.5 \times 1 = 92.26 \text{ kNm}$$

$$M_{y0} = M_y + F_x \times t = 12.72 + 3.1 \times 1 = 15.8 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Beban Sendiri Poer

$$2.5 \times 2.5 \times 1 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 150 \text{ kN}$$

- Beban Aksial Kolom

$$\begin{array}{r} \text{Beban Sementara, } P \\ \hline \Sigma P = 3569 \text{ kN} \end{array}$$

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 40 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 8.2.

**Tabel 8.5 Data N-SPT**

KEDALAMAN (m)	N-SPT
0	0
2.5	4
4.5	17
6.5	1
8.5	1
10.5	1
12.5	1
14.5	2
16.5	2
18.5	3
20.5	4
22.5	7
24.5	14
26.5	17
28.5	15
30.5	17
32.5	14
34.5	18
36.5	17
38.5	18
40.5	14

Berdasarkan Tabel 8.25 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, ( $N_p$ ) pada kedalaman 40 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang ( $N_{av}$ ) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_p = 18$$

$$N_{av} = \frac{14 + 17 + 15 + 17 + 14 + 18}{6} = 15.83$$

$N_{av}$ , diambil berdasarkan nilai  $3 \leq N \leq 50$

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0.196 \times 18 + \frac{62.83 \times 15.83}{5} = 340 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2$$

$$= \frac{340}{2} = 170 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 50 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P} = 185.3 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu =170 Ton.

### 8.4.2 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0.7$$

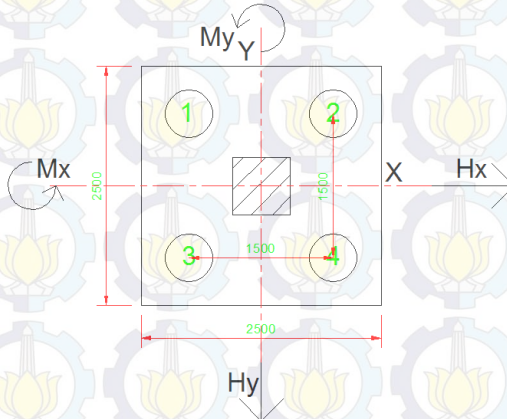
$$= \frac{371.9}{170 \times 0.7} = 3.11 \approx 4$$

Maka direncanakan dengan 4 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.36.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ):

$$2.5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3.6D = 3 \times 0.5 = 1.5 \text{ m}$$

$$2.5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3.6D = 3 \times 0.5 = 1.5 \text{ m}$$



Gambar 8.6 Posisi tiang pancang

### Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.3 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.3

**Tabel 8.6 Jarak Tiang Pancang Kolom**

Tiang	Sumbu			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	0.75	0.5625	0.75	0.5625
P2	0.75	0.5625	0.75	0.5625
P3	0.75	0.5625	0.75	0.5625
P4	0.75	0.5625	0.75	0.5625
P5	0	0	0	0
Σ		2.25		2.25

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_{x0}y_{max}}{\sum y^2} + \frac{M_{y0}x_{max}}{\sum x^2}$$

$$P_{max} = \frac{3719}{4} + \frac{92.26 \times 0.75}{2.25} + \frac{15.82 \times 0.75}{2.25}$$

$$= 965.8 \text{ kN} = 96.58 \text{ Ton}$$

$$P_{min} = \frac{3719}{4} - \frac{92.26 \times 0.75}{2.25} - \frac{15.82 \times 0.75}{2.25}$$

$$= 893.73 \text{ Ton} = 89.37 \text{ Ton}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 96.58 Ton.

#### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, ( $m$ ) = 2

Jumlah kolom, ( $n$ ) = 2

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \left( \frac{0.5}{1.9} \right) \left[ \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.79$$

#### Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq PE_k$$

$$96.58 \text{ Ton} \leq 170 \times 0.79$$

96.58 Ton  $\leq$  135 Ton  $\rightarrow$  (Oke, Memenuhi)

### 8.4.3 Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 600 x 600 mm
- Dimensi Poer = 2500 x 2500 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- $\varnothing$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Dimensi tiang pancang = 500 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 70 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{600}{600} = 1.0$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah tiang pancang ujung oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

Jarak dari tepi tiang yang dianalisis hingga ke tepi poer terdekat adalah 250 mm

$$b_o = 2\pi(\text{Diameter tiang} + 250) \\ = 2\pi(500 + 250) = 1500 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$d. V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{1.0}\right) \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5$$



$$= 3236800 = 3236.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{e. } V_c &= 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0.083 \left( \frac{40 \times 917.5}{1500} + 2 \right) \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5 \\ &= 1622989 \text{ N} = 1623 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{f. } V_c &= 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0.33 \sqrt{25} \times 1500 \times 917.5 \\ &= 2356200 \text{ N} = 2356.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $1623 \text{ kN} = 162.3 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{Tiang}$$

$$162.3 \text{ Ton} \geq 96.58 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

Maka,  $h_{poer} = 1000 \text{ mm}$  telah memenuhi ketentuan.

#### 8.4.4 Desain Penulangan Poer Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.12 Desain penulangan poer ditentukan berdasarkan rasio tulangan susut atau minimum karena poer diasumsikan hanya berfungsi sebagai penyalur beban saja.

##### Data Perencanaan :

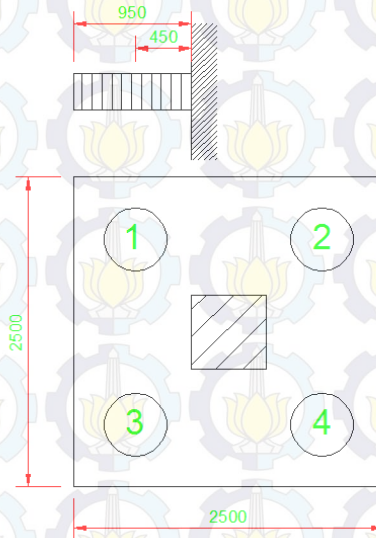
- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 2500 x 2500 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Mutu Beton, ( $f_y$ ) = 240 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer  
 $dx = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$

### 8.4.5 Penulangan Poer

Berat Poer,  $q_u = 0.95 \times 1 \times 24 = 22.8 \text{ kN/m} = 2.28 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 2P_{max} = 2 \times 96.58 = 193.16 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} \times q_u e^2\right) \\ &= (193.16 \times 0.45) - \left(\frac{1}{2} \times 2.28 \times 0.95^2\right) \\ &= 85.89 \text{ Tm} = 858.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 8.7 Mekanika beban poer Kolom

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.028 = 0.021$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.85bd^2} = \frac{858.9 \times 10^6}{0.85 \times 2500 \times 917.5^2} = 0.35$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 0.35}{390}} \right) = 0.0009$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{min} = 0.0020$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0020 \times 1000 \times 917.5 = 1835 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 25^2 = 490.63 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = \frac{1835}{490.63} = 3.74 \approx 4$$

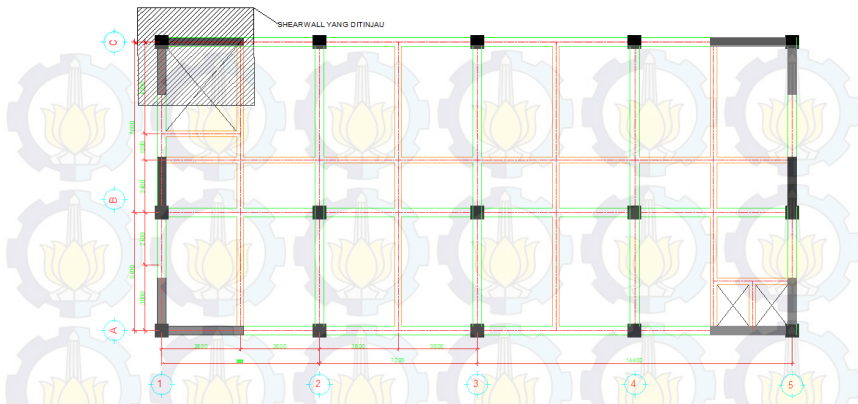
Dipakai 4 $\phi$ 25 ( $As = 1962.5 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{4-1} = 333.333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan  $\phi 25 - 300$

## 8.5 Desain Pondasi Dinding Geser (SW3)

Desain tiang pancang dinding geser yang akan dianalisis adalah tipe SWE dan SWF sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 8.8



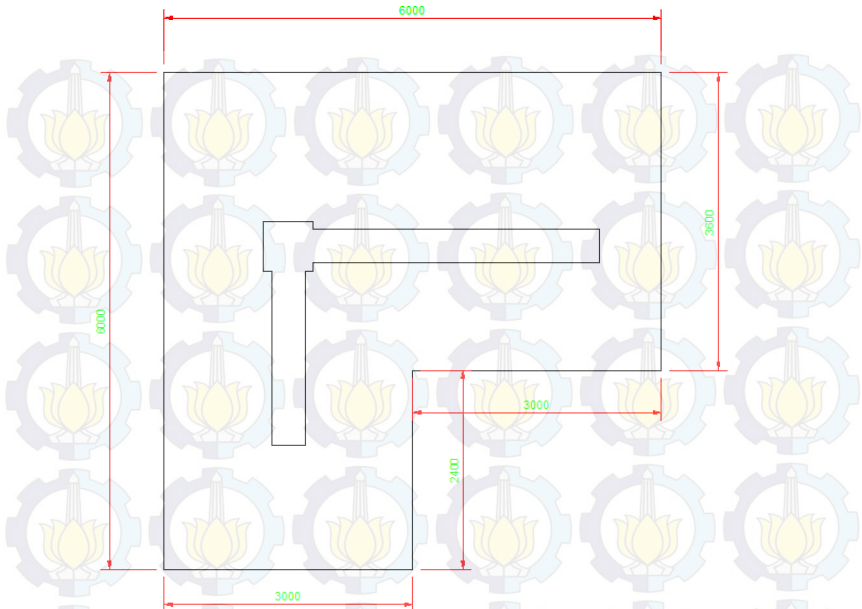
**Gambar 8.8** Letak pondasi dinding geser yang dianalisis

### Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 40 m
- Diameter tiang pancang = 60 cm
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 40 = 75.4 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$   
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 60^2 = 2827.43 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi seperti yang ditunjukkan pada gambar 8.9



**Gambar 8.9 Desain poer SWF**

### 8.5.1 Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.7.

**Tabel 8.7 Reaksi dinding geser SWF**

	P (kN)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
Beban Tetap	-5046.03	85.00	-37.42	-516.89	-89.52
Beban Sementara	-5699.04	-475.74	-158.67	-8396.03	-2941.16

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban sementara dan beban tetap. Berdasarkan hal tersebut, maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi.

Gaya dalam pondasi yang bekerja pada dasar poer adalah sebagai berikut :

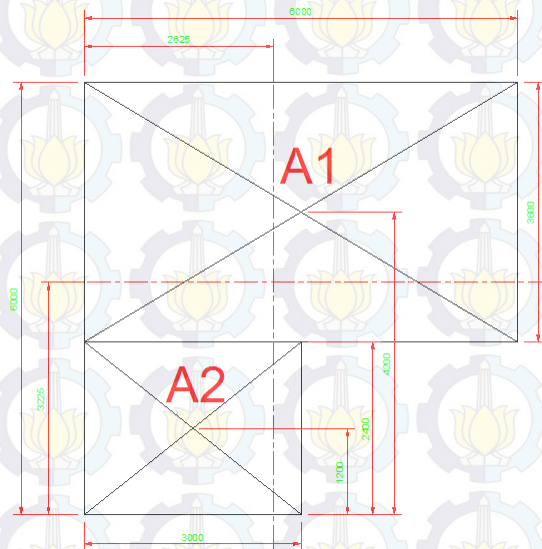
$$\text{Berat sendiri poer} = (7.2 + 21.6) \times 1 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 691.2 \text{ kN}$$

$$P_0 = 5699 + 691.2 = 6390 \text{ kN}$$

$$M_{x0} = M_x + F_x t = 8396 + 476 \times 1 = 8872 \text{ kNm}$$

$$M_{y0} = M_y + F_y t = 2941 + 159 \times 1 = 3100 \text{ kNm}$$

### 8.5.2 Mencari Titik Berat Poer



Gambar 8.10 Mencari titik berat poer SWF

Dengan menggunakan perumusan statis momen maka, dapat ditentukan titik berat poer. Berdasarkan gambar Gambar 8.7 maka titik berat poer dapat ditentukan sebagai berikut :

$$X_0 = \frac{(A_1)x_1 + (A_2)x_2}{A_{total}} = \frac{(6 \times 3.6)3 + (3 \times 2.4)1.5}{(6 \times 3.6) + (3 \times 2.4)} = 2.625 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{(A_1)y_1 + (A_2)y_2}{A_{total}} = \frac{(6 \times 3.6)4.2 + (3 \times 2.4)1.2}{(6 \times 3.6) + (3 \times 2.4)} = 3.45 \text{ m}$$

Maka, titik berat poer berada pada koordinat (2.625 m ; 3.45 m)

### 8.5.3 Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Tiang pancang dinding geser memiliki jenis tanah, kedalaman pemancangan yang sama oleh karena itu daya dukung ijin satu tiang pancang menjadi sama yaitu sebagai berikut :

$$N_p = 18$$

$$N_{av} = 15.83$$

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5} = 40 \times 0.283 \times 18 + \frac{75.4 \times 15.83}{5} = 442.5 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2 = \frac{442.5}{2} = 221.25 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P} = 252.7 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu =221.25 Ton.

### 8.5.4 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

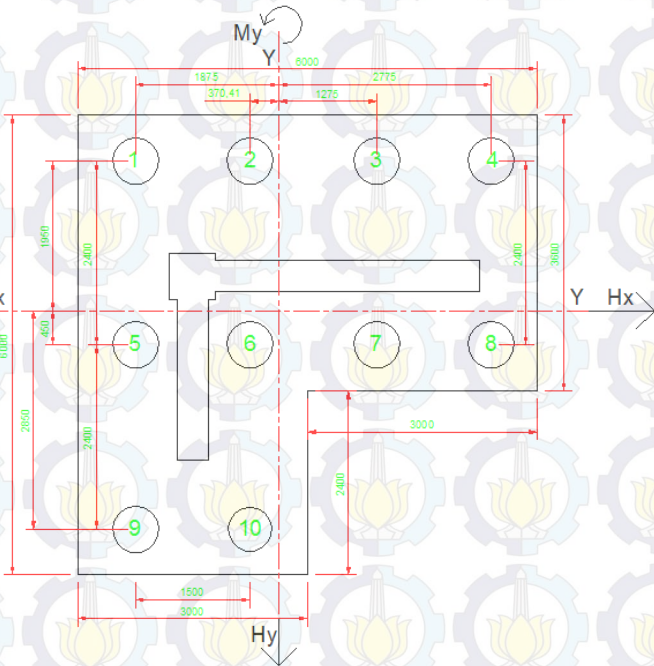
$$n = \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0.7 = \frac{6390}{221.25 \times 0.7} = 4.12 \approx 5$$

Maka direncanakan dengan 10 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.3.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2.5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3D = 4 \times 0.6 = 2.4 \text{ m}$$

$$2.5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3D = 2.5 \times 0.6 = 1.5 \text{ m}$$



Gambar 8.11 Posisi tiang pancang

### Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.3 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.38



**Tabel 8.8 Jarak Tiang Pancang Kolom**

Tiang Pancang	Sumbu			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	1.875	3.515625	1.95	3.8025
P2	0.37	0.1369	1.95	3.8025
P3	1.275	1.625625	1.95	3.8025
P4	1.875	3.515625	1.95	3.8025
P5	2.025	4.100625	0.45	0.2025
P6	0.37	0.1369	0.45	0.2025
P7	1.275	1.625625	0.45	0.2025
P8	2.775	7.700625	0.45	0.2025
P9	1.875	3.515625	2.85	8.1225
P10	0.37	0.1369	2.85	8.1225
Σ		26.010075		32.265

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_{xo}y_{max}}{\sum y^2} + \frac{M_{yo}x_{max}}{\sum x^2}$$

$$P_{max}(P_9) = \frac{6390}{10} + \frac{8872 \times 2.78}{26} + \frac{3100 \times 2.85}{32.26}$$

$$= 1753 \text{ kN} = 175.3 \text{ Ton}$$

$$P_{min}(P_4) = \frac{6390}{10} - \frac{8872 \times 2.78}{26} - \frac{3100 \times 2.85}{32.26}$$

$$= -475.35 \text{ kN} = 47.5 \text{ Ton}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 175.3 Ton.

#### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, ( $m$ ) = 4

Jumlah kolom, ( $n$ ) = 2

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \left( \frac{0.6}{2.4} \right) \left[ \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{90 \times 2 \times 4} \right] = 0.80$$

### **Kontrol Kapasitas**

$$P_{max} \leq \bar{P}E_k$$

$$175.3 \text{ Ton} \leq 221.25 \times 0.80$$

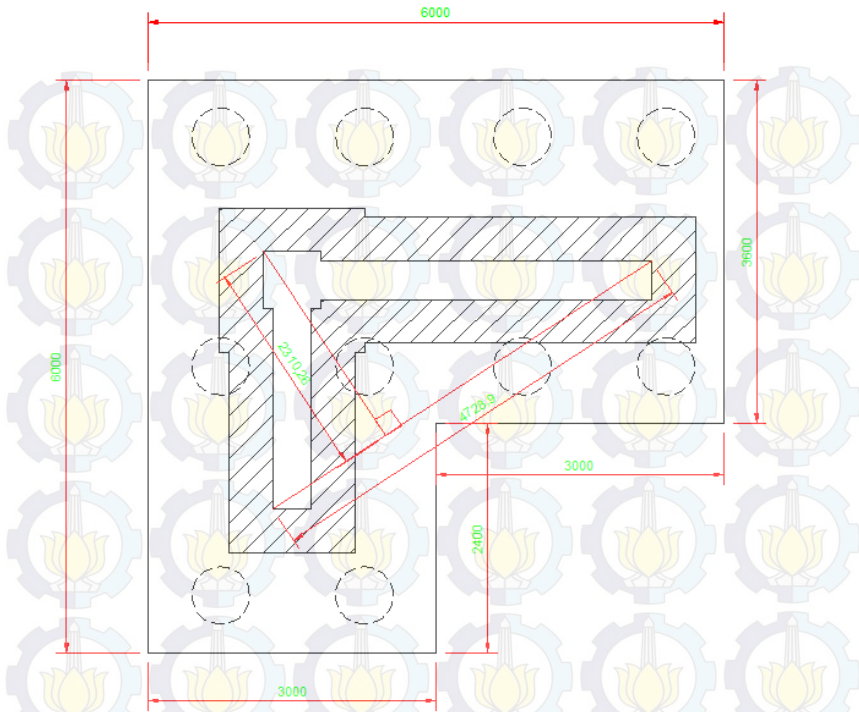
$$175.3 \text{ Ton} \leq 178 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

### **8.5.5 Kontrol Tebal Poer Dinding Geser**

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

#### **Data Perencanaan Poer :**

- Dimensi Pier = 400 x 6550 mm
- Dimensi Poer = (3000 x 2400 + 3600 x 6000) x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- $\emptyset$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 20 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )



**Gambar 8.12 Penampang Kritis Poer Shearwall**

$$\beta = \frac{4728.9}{2310.26} = 2.05$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah tiang pancang ujung oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$b_o = 17170 \rightarrow \text{Berdasarkan Gambar 8.4}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$g. V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{2.05}\right) \sqrt{25} \times 17170 \times 917.5$$

$$= 26454311 = 26454.31 \text{ kN}$$

$$h. V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.083 \left(\frac{20 \times 917.5}{17170} + 2\right) \sqrt{25} \times 17170 \times 917.5$$

$$= 20062376 \text{ N} = 20062.38 \text{ kN}$$

$$i. V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.33 \sqrt{25} \times 17170 \times 917.5$$

$$= 25993233 \text{ N} = 25993.23 \text{ kN}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $20062 \text{ kN} = 2006.2 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{ Tiang}$$

$$2006.2 \text{ Ton} \geq 175.3 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

Maka,  $h_{poer} = 1000 \text{ mm}$  telah memenuhi ketentuan.

### 8.5.6 Desain Penulangan Poer Dinding Geser SW3

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 8.4. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Mutu Beton, ( $f_y$ ) = 390 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Tebal Selimut Beton = 70 mm

- Tinggi efektif balok poer

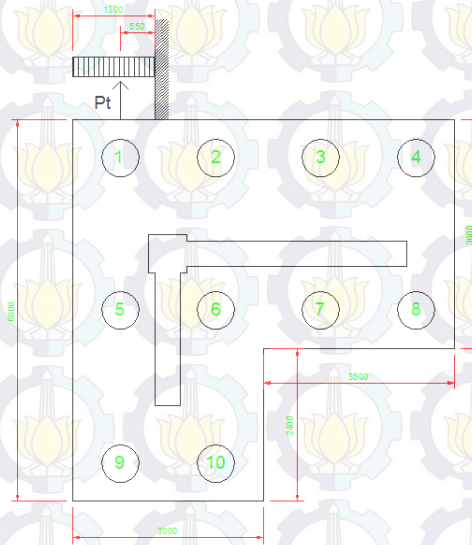
$$dx = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

### 8.5.7 Desain Penulangan Poer

Berat Poer,  $q_u = 1.3 \times 1 \times 24 = 31.2 \text{ kN/m} = 3.12 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 2P_{max} = 2 \times 175.3 = 350.6 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} \times q_u e^2 \right) \\ &= (350.6 \times 0.55) - \left( \frac{1}{2} \times 3.12 \times 1.3^2 \right) \\ &= 190.19 \text{ Tm} = 1901.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 8.13 Mekanika beban poer SW3

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.028 = 0.021$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.85bd^2} = \frac{1901.9 \times 10^6}{0.85 \times 3000 \times 917.5^2} = 0.9$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 0.9}{390}} \right) = 0.0023$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.0023$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0023 \times 1000 \times 917.5 = 2110.25 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 25^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = \frac{2110.25}{490.63} = 4.3 \approx 5$$

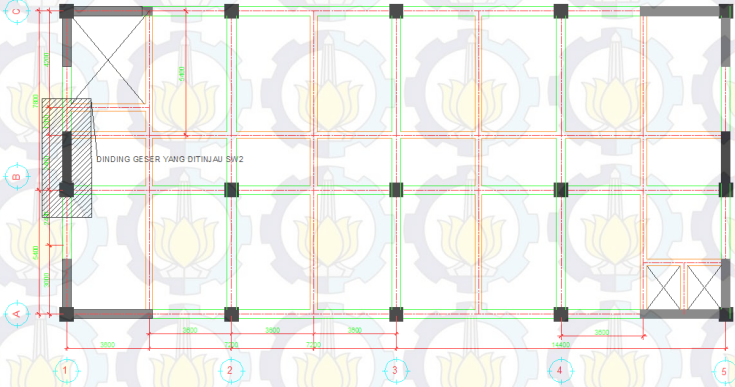
Dipakai 5 $\phi$ 25 ( $As = 2545.35 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan  $\phi 25 - 250$

## 8.6 Desain Pondasi Dinding Geser (SW2)

Desain tiang pancang dinding geser yang akan dianalisis adalah tipe SWE dan SWF sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 8.14



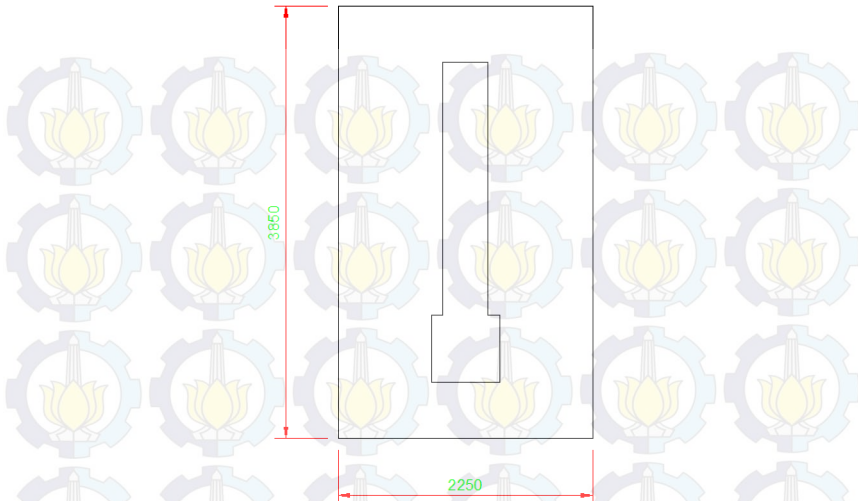
Gambar 8.14 Letak pondasi dinding geser yang dianalisis

### Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 40 m
- Diameter tiang pancang = 60 cm
- Keliling tiang pancang ( $A_s$ ) =  $\pi \times d \times 40 = 62.83 \text{ m}$
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2$   
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1963.5 \text{ cm}^2$

Direncanakan poer dengan dimensi seperti yang ditunjukkan pada gambar 8.15



Gambar 8.15 Desain poer SW2

### 8.6.1 Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.9.

Tabel 8.9 Reaksi dinding geser SW2

	P (kN)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
Beban Tetap	-3173.74	-16.83	12.73	119.12	-43.89
Beban Sementara	-4505.25	10.13	-302.13	-1859.28	12.24

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban sementara dan beban tetap. Berdasarkan hal tersebut, maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi.

Gaya dalam pondasi yang bekerja pada dasar poer adalah sebagai berikut :

$$\text{Berat sendiri poer} = (2.25 \times 3.85) \times 1 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 207.9 \text{ kN}$$

$$P_0 = 4505 + 208 = 4713 \text{ kN}$$



$$M_{xo} = M_x + F_y t = 1859 + 302 \times 1 = 2161.4 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x t = 12.24 + 10.13 \times 1 = 22.4 \text{ kNm}$$

### 8.6.2 Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Tiang pancang dinding geser memiliki jenis tanah, kedalaman pemancangan yang sama oleh karena itu daya dukung ijin satu tiang pancang menjadi sama yaitu sebagai berikut :

$$N_p = 18$$

$$N_{av} = 15.83$$

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0.283 \times 18 + \frac{75.4 \times 15.83}{5} = 442.5 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 2$$

$$= \frac{442.5}{2} = 221.25 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P} = 252.7 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu =221.25 Ton.

### 8.6.3 Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \rightarrow E_k \text{ diasumsikan sebesar } 0.7$$

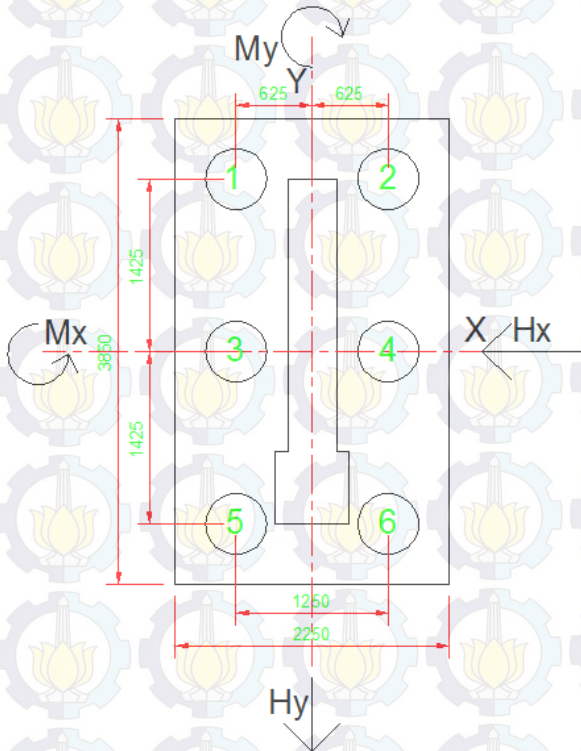
$$= \frac{6390}{221.25 \times 0.7} = 4.12 \approx 5$$

Maka direncanakan dengan 10 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 8.316.

Syarat jarak antar tiang pancang ( $s$ ) :

$$2.5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 3D = 2.5 \times 0.5 = 1.25 \text{ m}$$

$$2.5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 3D = 2.85 \times 0.5 = 1.425 \text{ m}$$



Gambar 8.16 Posisi tiang pancang

### Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.3 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 8.3

**Tabel 8.10 Jarak Tiang Pancang Kolom**

Tiang	Sumbu			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	0.625	0.390625	1.425	2.030625
P2	0.625	0.390625	1.425	2.030625
P3	0.625	0.390625	1.425	2.030625
P4	0.625	0.390625	1.425	2.030625
P5	0.625	0.390625	0	0
P6	0.625	0.390625	0	0
Σ		2.34375		8.1225

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_{x0}y_{max}}{\sum y^2} + \frac{M_{y0}x_{max}}{\sum x^2}$$

$$P_{max}(P_9) = \frac{4713}{6} + \frac{4713 \times 1.425}{8.123} + \frac{2161 \times 0.625}{2.344}$$

$$= 1171 \text{ kN} = 117.1 \text{ Ton}$$

$$P_{min}(P_4) = \frac{4713}{6} - \frac{4713 \times 1.425}{8.123} - \frac{2161 \times 0.625}{2.344}$$

$$= 400.38 \text{ kN} = 40.04 \text{ Ton}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 117.1 Ton.

#### Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, (m) = 4

Jumlah kolom, (n) = 2

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \left( \frac{0.6}{2.4} \right) \left[ \frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0.75$$

#### Kontrol Kapasitas

$$P_{max} \leq \bar{P}E_k$$

$$117.1 \text{ Ton} \leq 221.25 \times 0.75$$

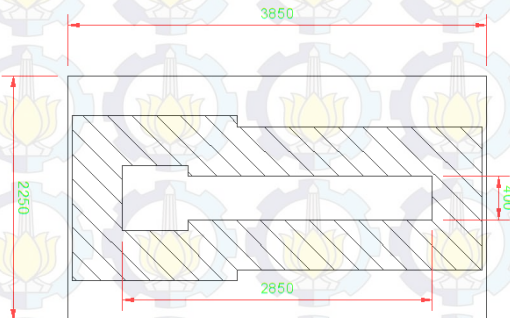
$$117.1 \text{ Ton} \leq 127.5 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

### 8.6.4 Kontrol Tebal Poer Dinding Geser

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

#### Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Pier = 400 x 2850 mm
- Dimensi Poer = (3850 x 2250) x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- $\varnothing$  Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f_c'$ ) = 25 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 20 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )



Gambar 8.17 Penampang Kritis Poer Shearwall

$$\beta = \frac{2.85}{0.4} = 7.125$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah tiang pancang ujung oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$b_o = 10570 \rightarrow \text{Berdasarkan Gambar 8.17}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$j. V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{7.125} \right) \sqrt{25} \times 10570 \times 917.5 \\ = 10557181 \text{ N} = 10557.18 \text{ kN}$$

$$k. V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.083 \left( \frac{20 \times 917.5}{10570} + 2 \right) \sqrt{25} \times 10570 \times 917.5 \\ = 15036311 \text{ N} = 15036.31 \text{ kN}$$

$$l. V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0.33 \sqrt{25} \times 10570 \times 917.5 \\ = 16001658 \text{ N} = 16001.66 \text{ kN}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $10557.18 \text{ kN} = 1055.6 \text{ Ton}$

$$V_c \geq P_u \text{Tiang}$$

$$1055.6 \text{ Ton} \geq 117.1 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

Maka,  $h_{poer} = 1000 \text{ mm}$  telah memenuhi ketentuan.

### 8.6.5 Desain Penulangan Poer Dinding Geser SW2

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada

Gambar 8.18. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, ( $f'_c$ ) = 25 MPa
- Mutu Beton, ( $f_y$ ) = 390 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

$$dx = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

### 8.6.6 Desain Penulangan Poer

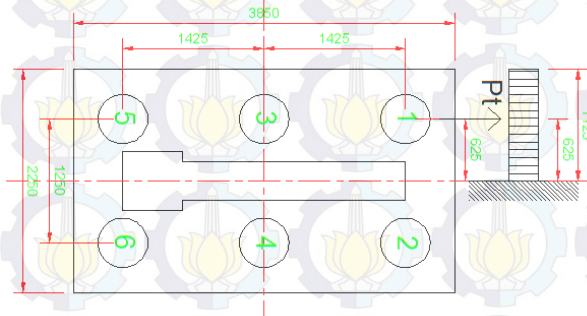
Berat Poer,  $q_u = 1.125 \times 1 \times 24 = 27 \text{ kN/m} = 2.7 \text{ Ton/m}$

$$P_t = 3P_{max} = 3 \times 117.1 = 351.3 \text{ Ton}$$

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} \times q_u e^2\right)$$

$$= (351.3 \times 0.625) - \left(\frac{1}{2} \times 2.7 \times 1.125^2\right)$$

$$= 217.85 \text{ Tm} = 2178.5 \text{ kNm}$$



Gambar 8.18 Mekanika beban poer SW2

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.028 = 0.021$$

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.85bd^2} = \frac{2178.5 \times 10^6}{0.85 \times 3000 \times 917.5^2} = 0.958$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 0.96}{390}} \right) = 0.0079$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

Maka, dipakai  $\rho_{perlu} = 0.00795$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00795 \times 3000 \times 917.5 = 6924.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{S1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 25^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{S_{perlu}}}{A_{S1 \text{ tulangan}}} = \frac{6924.5}{490.63} = 14.11 \approx 15$$

Dipakai 15 $\phi$ 25 ( $A_s = 7359.4 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{3000}{n-1} = \frac{3000}{15-1} = 214 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan  $\phi 25 - 200$

## BAB IX DESAIN SAMBUNGAN

### 9.1 Desain Sambungan Balok Induk - Balok Anak

#### 9.1.1 Desain Brakit Pada Balok Induk

$$V_u = 87.73 \text{ kN}$$

Data Perencanaan

$$b_w = 120 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 20 - (0.5 \times 10) = 275 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{75}{275} = 0.27 < 1 \dots OK.$$

$$V_n = \frac{87.73}{0.6} = 142.22 \text{ kN} = 142220 \text{ N}$$

$$0.2f'_c b_w d = 0.2 \times 25 \times 150 \times 275 = 165000 \text{ N} \\ > V_n \dots OK$$

$$5.5b_w d = 5.5 \times 120 \times 275 = 181500 \text{ N} > V_n \dots OK$$

Luas Tulangan Geser Friksi

Hubungan brakit dengan balok anak, beton normal maka nilai koefisien gesek  $\mu=1.4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \mu} = \frac{142220}{390 \times 1.4} = 260.48 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam brakit pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horisontal, maka gaya horisontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi.



$$N_{uc} = 0.2V_u = 0.2 \times 142220 = 28444 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a + N_{uc}(h - d) \\ &= (142220 \times 70) + 28444(100 - 75) \\ &= 10666500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0036$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 25} = 18.35$$

$$Rn = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{10666500}{0.75 \times 1000 \times 75^2} = 2.53$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.35 \times 2.53}{390}} \right)$$

$$= 0.007 > \rho_{min} = 0.0036, \text{ maka dipakai } \rho_{perlu}$$

$$\begin{aligned} A_{f1} &= \frac{Mu}{0.85 \phi f_y d} \\ &= \frac{10666500}{0.85 \times 0.65 \times 390 \times 275} \end{aligned}$$

$$= 180 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{f2} &= \rho b_w d \\ &= 0.007 \times 120 \times 275 = 231 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, dipakai  $A_f=231 \text{ mm}^2$

Tulangan Pokok As:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{28444}{0.65 \times 390} = 112.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.04 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) b \cdot d = 0.04 \left( \frac{25}{390} \right) 400 \times 75 \\ = 76.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (231 + 112.2) \\ = 343.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 260.48}{3} + 112.2 \right) \\ = 285.85 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 3D12 ( $A_s=339.29 \text{ mm}^2$ )

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(339.29 - 112.2) \\ = 227.1 \text{ mm}^2$$

Dipasang sengkang 3D10 = 235.62  $\text{mm}^2$

Dipasang sepanjang  $\left( \frac{2}{3} \right) d = \left( \frac{2}{3} \right) 275 = 183 \text{ mm}$

Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi(0.85)f'_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{V_u}{\phi(0.85)f'_c} = \frac{142220}{0.65 \times 0.85 \times 25} = 10296.47 \text{ mm}^2$$

Dipakai Pelat Landasan  $100 \times 150 = 15000 \text{ mm}^2$  (tebal 15 mm)

### 9.1.2 Desain Sambungan Balok Induk-Balok Anak

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan

tulangan balok, terutama pada tulangan bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitka ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga tarik sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tekan dan kondisi tarik.

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = 1934.6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = 2267.1 \text{ mm}^2$$

### Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_{dc} = l_{db} \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}}$$

$$l_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$l_{db} \geq 0.04 d_b f_y$$

$$\geq 0.04 \times 19 \times 390 = 296.4 \text{ mm}$$

$$l_{db} \geq \frac{d_b f_y}{4\sqrt{f'_c}} = \frac{19 \times 390}{4\sqrt{25}} = 370.5 \text{ mm}$$

$$l_{db} \geq 370.5 \frac{1934.6}{2267.1} = 316.16 \text{ mm} \approx 325 \text{ mm}$$

Maka dipasang panjang penyaluran tekan  $l_d = 325 \text{ mm}$ .

### Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right)$$

$$\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2.5$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0$$

$C_b$  = jarak terkecil dari (a) jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan (b) setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan.

$$C_b = 40 + 10 + 19/2 = 59.5 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{1}{2} \times 74.6 = 37.34 \text{ mm}$$

Maka, dipakai  $C_b = 37.34 \text{ mm}$

$$\left( \frac{37.34 + 0}{19} \right) \leq 2.5$$

$$1.97 \leq 2.5$$

Maka, dipakai  $\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 1.97$

$$l_d = \left( \frac{390}{1.1\sqrt{25}} \frac{1.3 \times 1 \times 0.8}{(1.97)} \right) = 37.43 \text{ mm}$$

$$l_d \geq 300 \text{ mm}$$

Maka, dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d$ , sepanjang 300 mm.

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam kondisi Tarik  
SNI-2847-2013 Pasal 12.5

$$l_d \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_d \geq 8d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$l_d = \left( 0.24 \Psi_e f_y / \lambda \sqrt{f_c'} \right) 19$$

$$= \left( (0.24 \times 1 \times 390) / (1 \times \sqrt{25}) \right) 19 = 355.68 \text{ mm}$$

Maka, dipakai  $l_d = 360 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam balok dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12d_b = 12(19) = 228 \text{ mm}$ .

Perencanaan Sambungan Dapped End Beam (PCI 6th Edition)

$V_u = 52.27 \text{ kN}$  (Balok Anak)

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

$a =$  direncanakan sebesar  $100 \text{ mm}$

$d = 294 \text{ mm}$

$$N_{uc} = 0.2V_u = 0.2 \times 52.27 = 10454 \text{ N}$$

1. Lentur di ujung sambungan

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right] \\ &= \frac{1}{0.75 \times 390} \left[ 52270 \left( \frac{100}{294} \right) + 10454 \left( \frac{300}{294} \right) \right] \\ &= 187.88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Geser Langsung

$$\begin{aligned} \mu_e &= \frac{1000\lambda b h \mu}{V_u} = \frac{1000(1)(30/2.54)(29.4/2.54)(1.4)}{(52270/4532)1000} \\ &= 16.59 > 3.4 \end{aligned}$$

→ Maka dipakai 3.4 (tabel 4.3.6.1 PCI 6th Edition)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{2 \times 52270}{3 \times 0.75 \times 390 \times 3.4} + \frac{10454}{0.75 \times 390} \\ &= 156.05 \text{ mm}^2 < 187.88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka,  $A_s = 187.88 \text{ mm}^2$  ( $2\phi 12$ :  $A_s = 226.19 \text{ mm}^2$ )

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{10454}{0.65 \times 390} = 41.24 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(226.19 - 41.24) = 184.95 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\phi V_n = \phi(1000\lambda^2 bd) = \frac{0.75(1000)(1)^2 \left(\frac{29.4}{2.54}\right) \left(\frac{30}{2.54}\right)}{1000} =$$

$$102 \text{ kips} = 462.35 \text{ kN} > Vu = 52.27 \text{ kN OK!}$$

Maka, dipakai ( $2\phi 12$ : As = 226.19 mm<sup>2</sup>).

3.

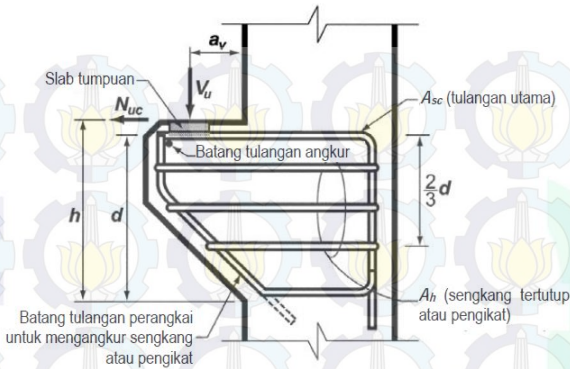
### 9.2 Desain Sambungan Balok – Pelat

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud-stud pelat). Kemudian pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.

### 9.3 Desain Sambungan Balok Induk – Kolom

#### 9.3.1 Desain Brakit pada Kolom

Pada desain sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 8.3 berikut ini:



Gambar 9.1 Sistem Penulangan konsol Pendek

1. Desain Korbek pada kolom As B-3 Lantai 2  
Dari output analisis dengan software ETABS didapatkan :

$$V_u = 186.37 \text{ N}$$

Data Perencanaan :

Dimensi Balok 30/50

Dimensi Brakit :

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 20 - 25 = 335 \text{ mm}$$

$$f_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{250}{400} = 0.625 < 1 \dots OK.$$

$$V_n = \frac{186.37}{0.6} = 310.62 \text{ kN} = 310620 \text{ N}$$

$$0.2f_c' b_w d = 0.2 \times 35 \times 400 \times 335 = 938000 \text{ N} > V_n \dots OK$$

$$5.5b_w d = 5.5 \times 400 \times 335 = 737000 \text{ N} > V_n \dots OK$$

### Luas Tulangan Geser Friksi

Hubungan brakit dengan kolom monolit, beton normal maka nilai koefisien gesek  $\mu=1.4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \mu} = \frac{310620}{390 \times 1.4} = 568.90 \text{ mm}^2$$

### Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam brakit pendek ini adalah sendi-rol yang mengijjinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horisontal, maka gaya horisontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi.

$$N_{uc} = 0.2V_u = 0.2 \times 310620 = 62124 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a + N_{uc}(h - d) \\ &= (310620 \times 250) + 62124(400 - 335) \\ &= 81693060 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0036$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{390}{0.85 \times 35} = 13.11$$

$$Rn = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{81693060}{0.75 \times 1000 \times 335^2} = 0.97$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13.11} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.11 \times 0.97}{390}} \right) \end{aligned}$$



$$= 0.0025 < \rho_{min} = 0.0036, \text{ maka dipakai } \rho_{min}$$

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0.85\phi f_y d}$$

$$= \frac{81693060}{0.85 \times 0.65 \times 390 \times 335}$$

$$= 1131.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho b_w d$$

$$= 0.0036 \times 400 \times 335 = 482.4 \text{ mm}^2$$

Maka, dipakai  $A_f = 1131.73 \text{ mm}^2$   
Tulangan Pokok As:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{62124}{0.65 \times 390} = 245.06 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.04 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) b \cdot d = 0.04 \left( \frac{35}{390} \right) 400 \times 335$$

$$= 481 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (1131.37 + 245.06)$$

$$= 1376.43 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 568.90}{3} + 245.06 \right)$$

$$= 624.33 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 3D25 ( $A_s = 1472.61 \text{ mm}^2$ )

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(1472.61 - 245.06)$$

$$= 591.28 \text{ mm}^2$$

Dipasang sengkang 3D16 = 603.18 mm<sup>2</sup>

Dipasang sepanjang  $\left(\frac{2}{3}\right) d = \left(\frac{2}{3}\right) 335 = 223 \text{ mm}$

Dipasang 3D16 dengan spasi  $220/3 = 55 \text{ mm}$

Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi(0.85)f'_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{V_u}{\phi(0.85)f'_c} = \frac{310620}{0.65 \times 0.85 \times 35} = 16063.1 \text{ mm}^2$$

Dipakai Pelat Landasan  $250 \times 300 = 75000 \text{ mm}^2$  (tebal 15 mm)

### 9.3.2 Desain Sambungan Balok-Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik sehingga perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu pada kondisi tarik dan kondisis tekan.

$$\begin{aligned} d_b &= 19 \text{ mm} \\ A_s \text{ perlu} &= 1112 \text{ mm}^2 \\ A_s \text{ terpasang} &= 1133.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_{ac} = l_{db} \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}}$$

$$l_{ac} \geq 200 \text{ mm}$$

$$l_{ac} \geq (0.043f_y)d_b$$

$$\geq 0.043 \times 390 \times 19 = 318.63 \text{ mm}$$

$$l_{ac} \geq \left( \frac{0.24f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b = \frac{0.24 \times 390}{1\sqrt{25}} \times 19 = 355.68 \text{ mm}$$

$$l_{db} \geq 355.68 \frac{1112}{1133.5} = 348.93 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

Maka dipasang panjang penyaluran tekan  $l_d = 400 \text{ mm}$ .

#### Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left( \frac{390 \times 1.3 \times 1}{2.1 \times 1 \sqrt{25}} \right) 19 = 917.43 \text{ mm}$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1.1 \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right)$$

$$\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2.5$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0$$

$C_b$  = jarak terkecil dari (a) jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan (b) setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan.

$$C_b = 40 + 10 + 19/2 = 59.5 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{1}{2} \times 74.6 = 37.34 \text{ mm}$$

Maka, dipakai  $C_b = 37.34 \text{ mm}$

$$\left( \frac{37.34 + 0}{19} \right) \leq 2.5$$

$$1.97 \leq 2.5$$

$$\text{Maka, dipakai } \left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 1.97$$

$$l_d = \left( \frac{390}{1.1 \sqrt{25}} \frac{1.3 \times 1 \times 0.8}{(1.97)} \right) = 37.43 \text{ mm}$$

$$l_d \geq 300 \text{ mm}$$

Maka, dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d$ , sepanjang 917.43 mm.

Panjang Penyaluran Kait Standar dalam kondisi Tarik

SNI-2847-2013 Pasal 12.5

$$l_d \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_d \geq 8d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$l_d = \left( 0.24 \Psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c} \right) 19$$

$$= \left( (0.24 \times 1 \times 390) / (1 \times \sqrt{25}) \right) 19 = 355.68 \text{ mm}$$

Maka, dipakai  $l_d = 360 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12d_b = 12(19) = 228 \text{ mm}$ .



## **BAB X PENUTUP**

### **10.1 Kesimpulan**

Penggunaan elemen beton pracetak memiliki banyak keuntungan dibandingkan beton konvensional (insitu). Diantaranya adalah kualitas beton terjamin, waktu pelaksanaan lebih cepat dan pada kondisi tertentu biaya konstruksi bangunan menjadi lebih hemat.

Berdasarkan perhitungan modifikasi struktur gedung Hotel Fave Ketintang Surabaya yang telah dilakukan, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Dimensi elemen struktur :

- a. Tebal plat lantai & plat atap = 12 cm
- b. Dimensi balok anak = 30/50 cm
- c. Dimensi balok struktur = 40/60 cm
- d. Dimensi kolom = 60/60 cm
- e. Dimensi shearwall = 40 cm

2. Perencanaan struktur gedung menggunakan elemen pracetak dibuat menyerupai monolit dengan cara memakai sambungan basah (wet connection).

3. Perencanaan struktur gedung dengan Sistem

Rangka Gedung telah memenuhi persyaratan SNI -1726-2012 yaitu partisipasi pemikulan pengaruh gempa oleh struktur balok & kolom hanya diperkenankan sebesar kurang dari 10 % dengan mempertimbangkan adanya kompatibilitas struktur.

4. Dari data tanah di daerah Ketintang Surabaya

dapat dilihat bahwa kondisi tanah tidak terlalu baik sehingga diperlukan pile dalam jumlah banyak. Dari perhitungan pondasi, dipakai 4 macam pile cap yaitu :

a. Pile cap kolom interior

Bentuk persegi, terdiri dari 5 pile diameter 50 cm dengan kedalaman 40 m

b. Pile cap kolom exterior

Bentuk persegi panjang, terdiri dari 4 pile diameter 50 cm dengan kedalaman 40 m

- c. Pile cap Shearwall Siku  
Terdiri dari 10 pile diameter 60 cm
- d. Pile cap Shearwall Persegi Panjang  
Terdiri dari 6 pile diameter 50 cm

## 10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Perencanaan dengan menggunakan struktur beton pracetak sebaiknya memperhatikan detail dan jenis sambungan serta metode pelaksanaan pada lapangan.
2. Perencanaan struktur dengan metode beton pracetak perlu mempertimbangkan sistem struktur yang dipakai agar didapatkan kemudahan dalam merencanakan sistem sambungan yang sesuai.
3. Perencanaan struktur dengan pracetak perlu memikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan di lapangan dapat berjalan dengan baik dan sesuai dengan apa yang diharapkan.

## DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-1726-2013)**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI-2847-2013)**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Bruggelling, A.S.G. 1991. **Prefabrication With Concrete**. Rotterdam: A.A.Balkema

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung : Direktorat Jenderal Cipta Karya.

Elliott, Kim. 2002. **Precast Concrete Structure**. Oxford

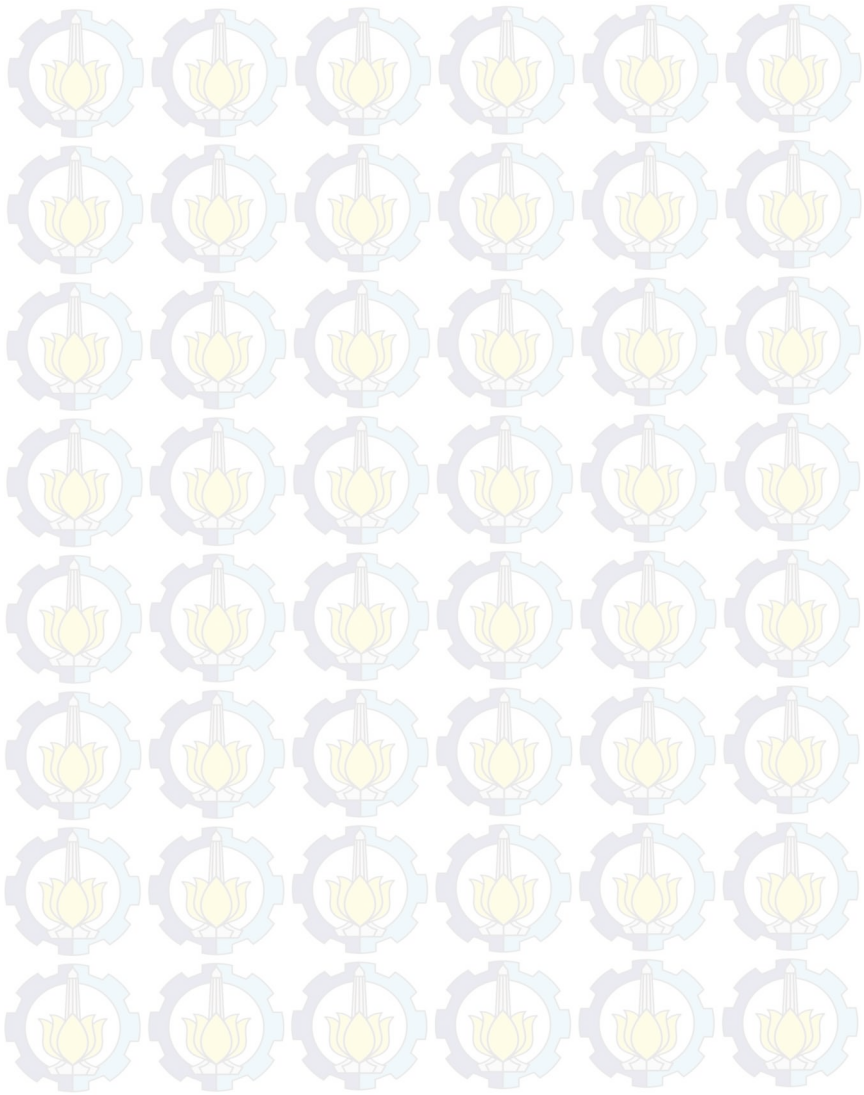
Ervianto, Wulfram I. 2006. **“Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi”** Yogyakarta : CV. Andi

PCI, Sixth Edition. **PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete**. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.

Abduh,Fauzi. 2009. **“Inovasi Teknologi dan Sistem Beton Pracetak Di Indonesia “** Prosiding Seminar Teknik Sipil, UI

Nawy, Edward G. 1998. **Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar** Diterjemahkan : Bambang Suryoatmono. Bandung : PT Rafika Aditama





**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

02

JUMLAH LEMBAR

20

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH  
STRUKTUR

1:125

DIGAMBAR OLEH :

MAHASISWA

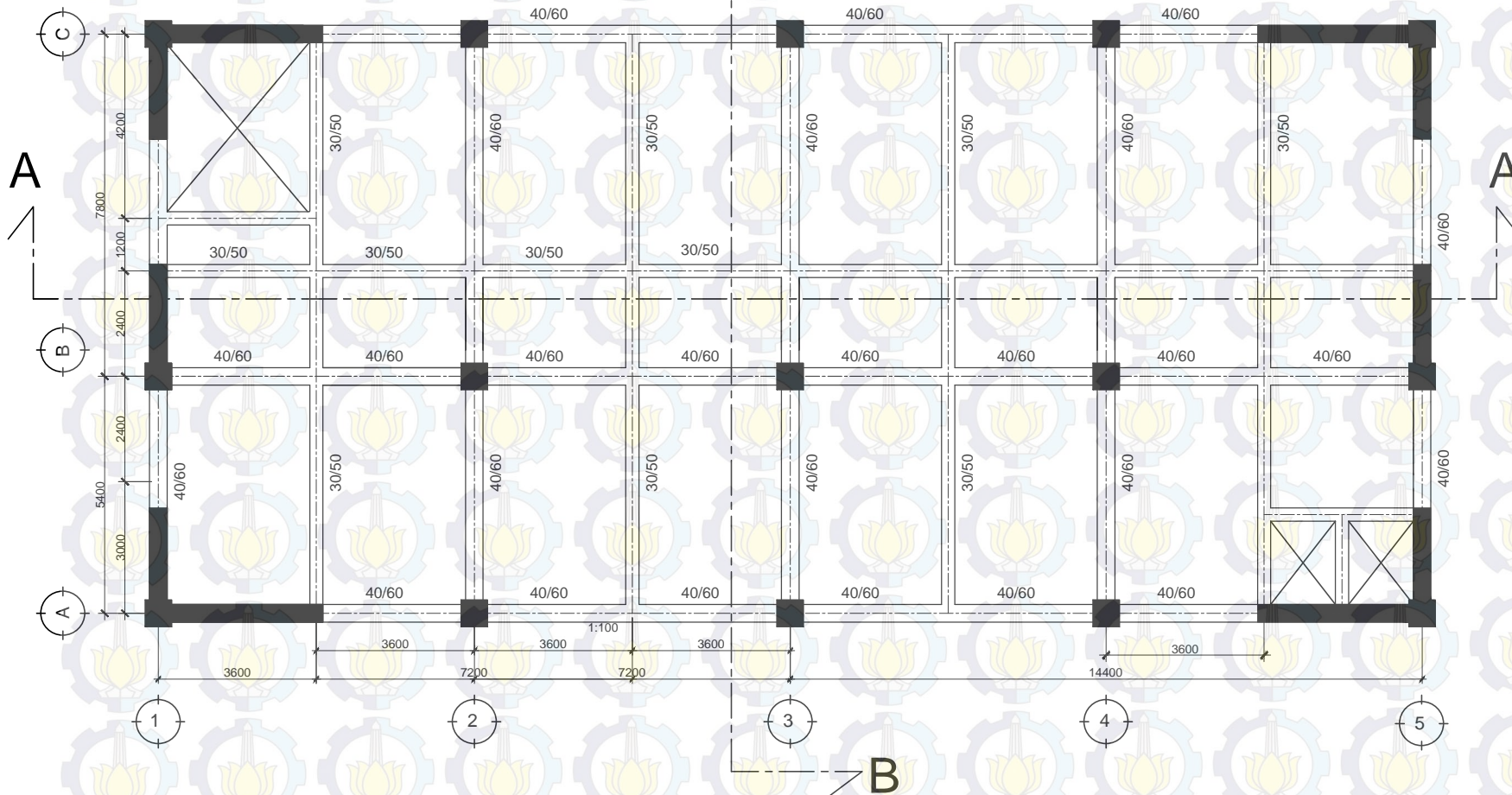
ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



**GAMBAR DENAH STRUKTUR LT 1**

SKALA 1:125

**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

**03**

**JUMLAH LEMBAR**

**20**

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH  
STRUKTUR

1:125

**DIGAMBAR OLEH :**

MAHASISWA

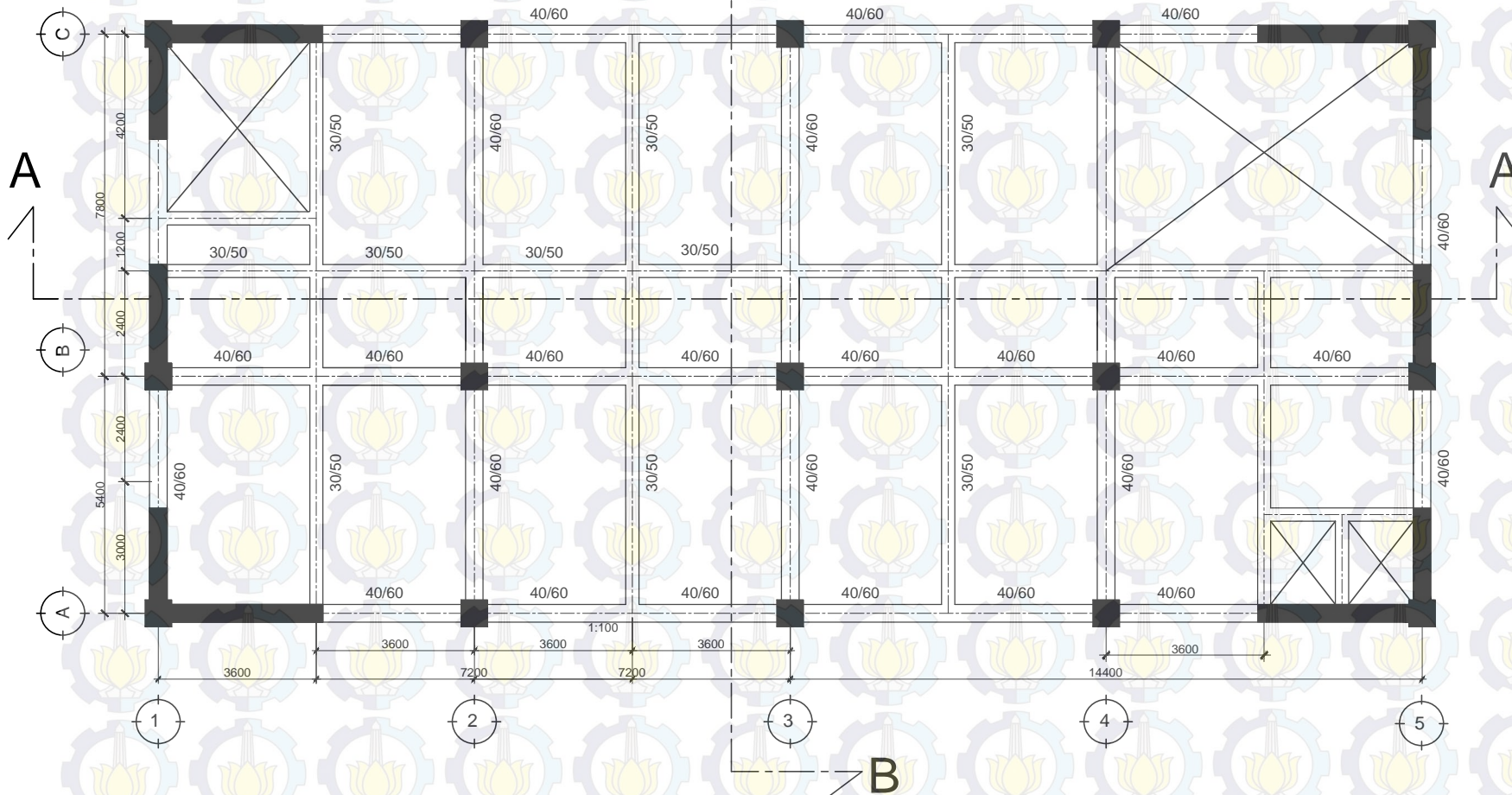
**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001



**GAMBAR DENAH STRUKTUR LT 2**

SKALA 1:125

**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

04

JUMLAH LEMBAR

20

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH  
STRUKTUR

1:125

DIGAMBAR OLEH :

MAHASISWA

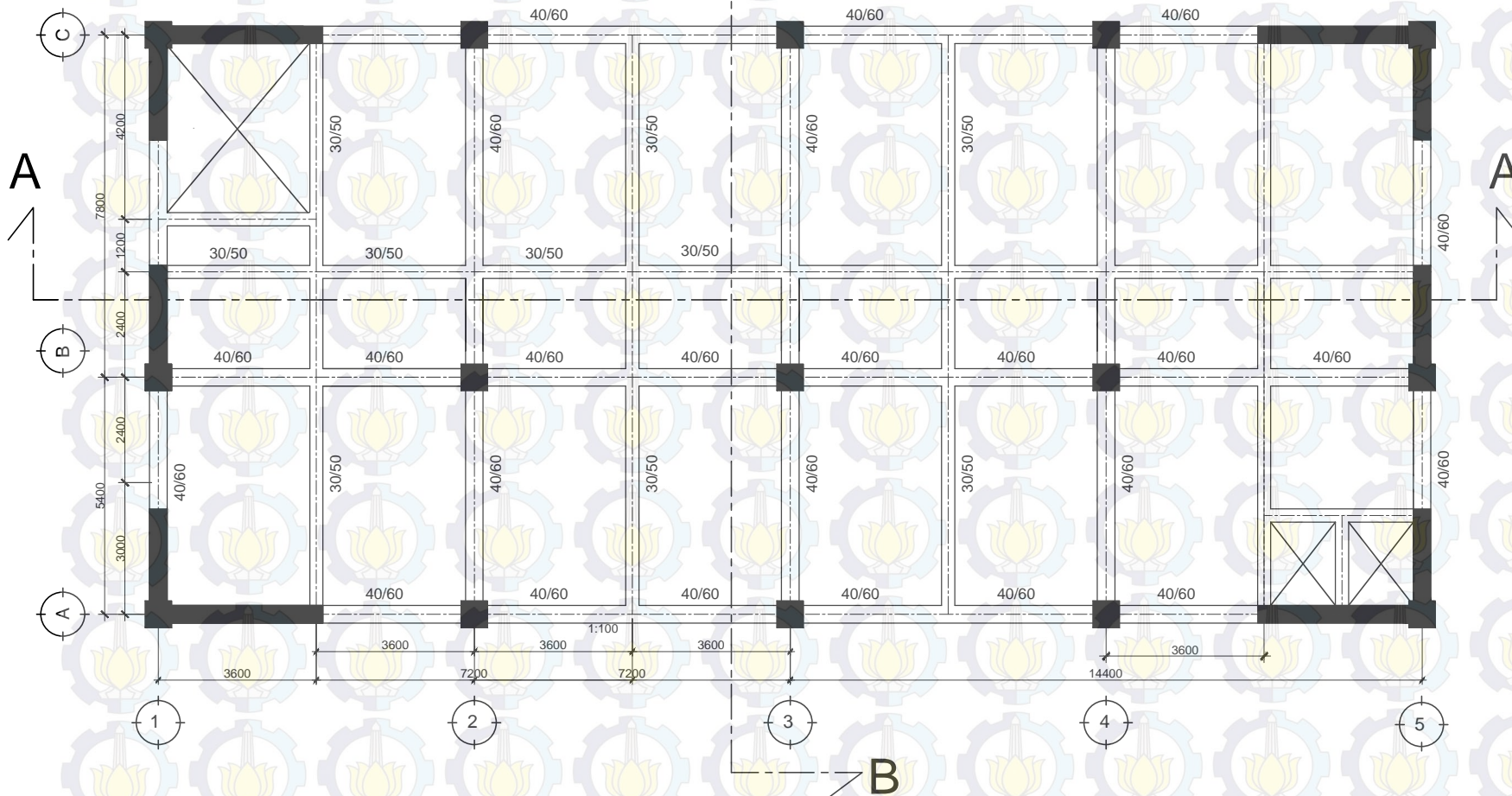
ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



**GAMBAR DENAH STRUKTUR LT-2 s/d LT-12**

SKALA 1:125

**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

05

JUMLAH LEMBAR

20

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH  
STRUKTUR

1:125

DIGAMBAR OLEH :

MAHASISWA

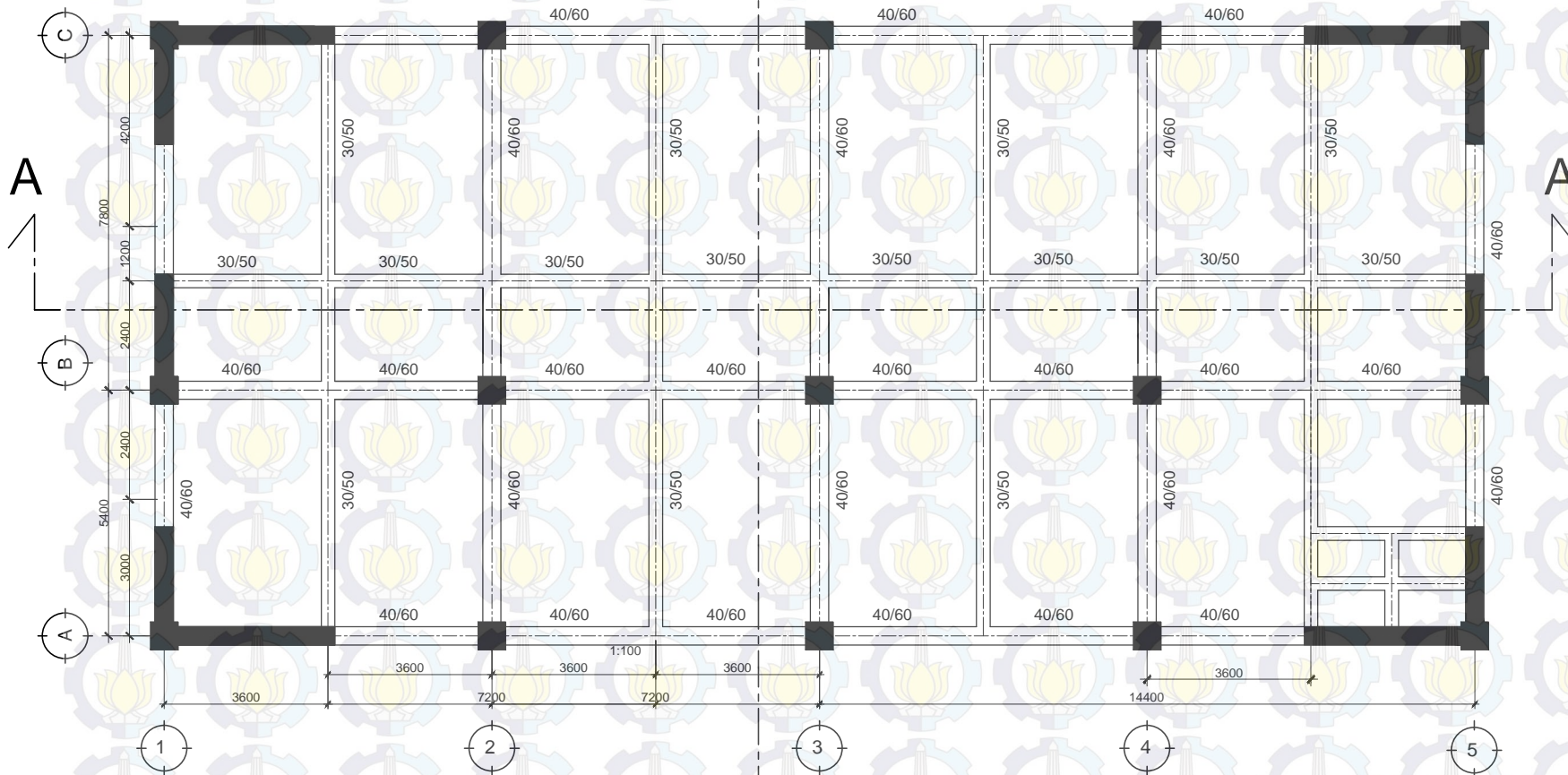
ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



**GAMBAR DENAH STRUKTUR LT - Atap**

SKALA 1:125

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

06

JUMLAH LEMBAR

20

JUDUL GAMBAR SKALA

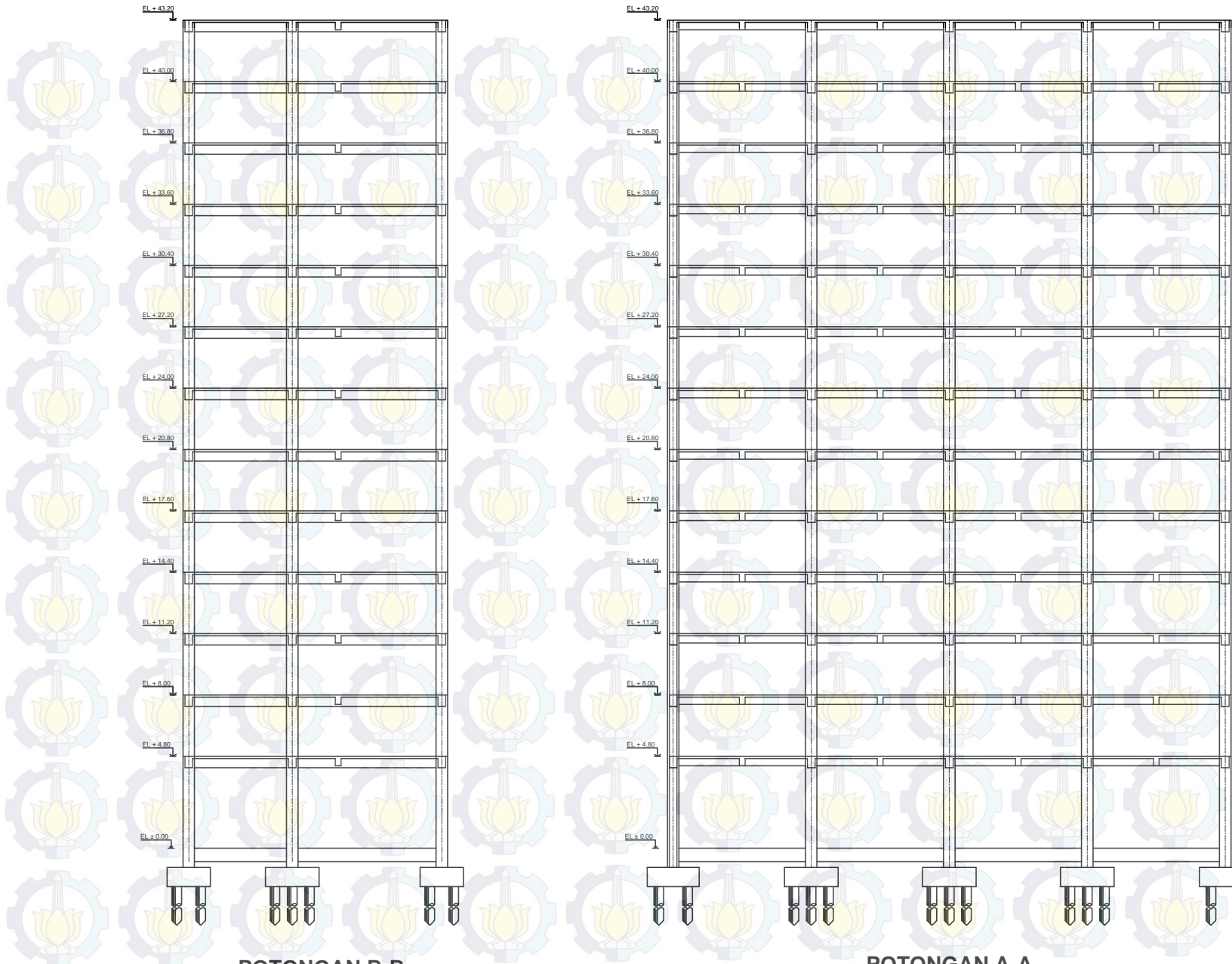
ELEVASI  
BANGUNAN 1:200

DIGAMBAR OLEH :  
MAHASISWA

ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



**POTONGAN B-B**  
SKALA 1:200

**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:200

**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

**07**

**JUMLAH LEMBAR**

**20**

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH  
PELAT LANTAI

1:125

**DIGAMBAR OLEH :**

MAHASISWA

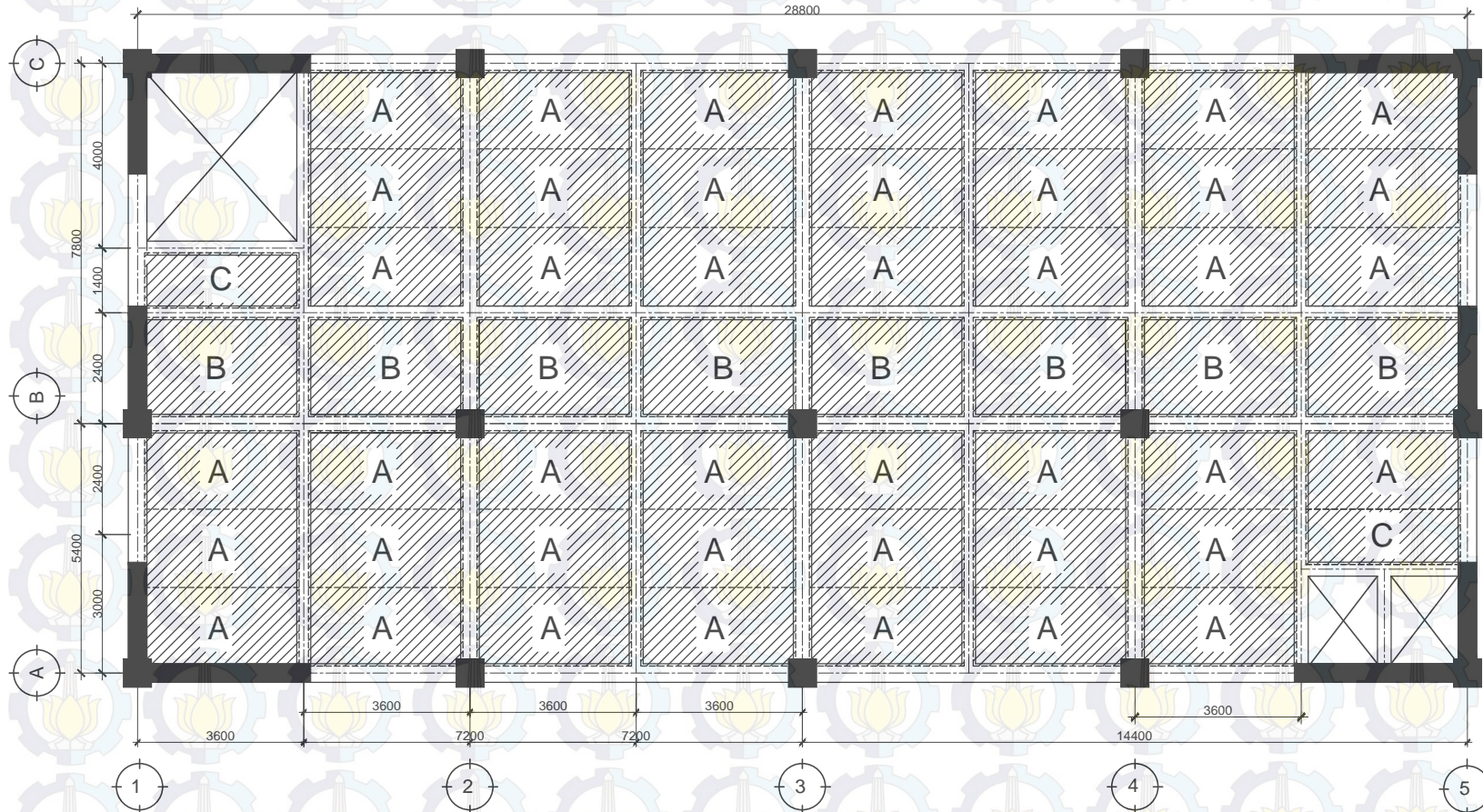
**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001



**DENAH PELAT LANTAI**

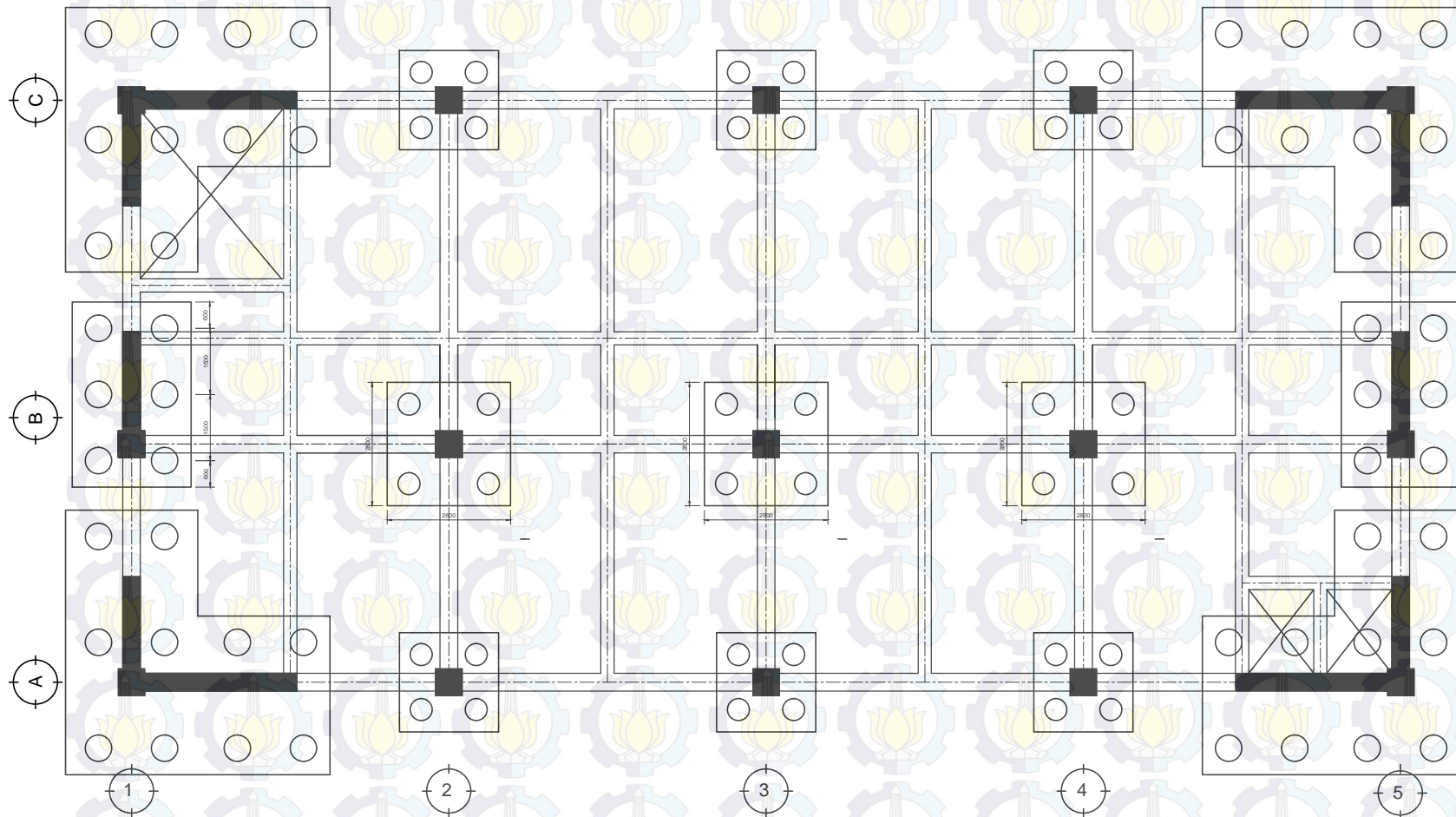
SKALA 1:125

DETAIL REVISI	PARAF

**08**

**20**

DENAH PONDASI	1:125
------------------	-------

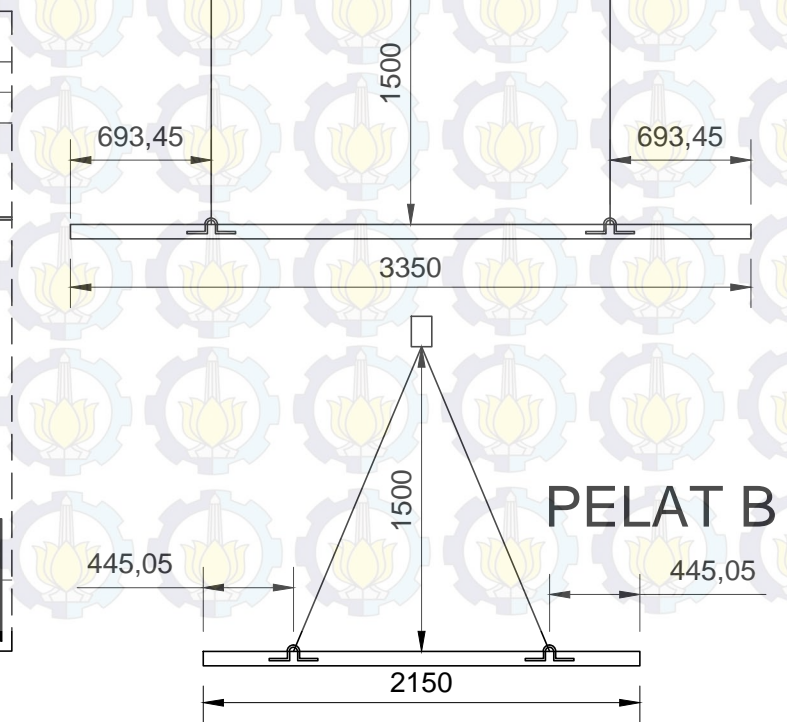
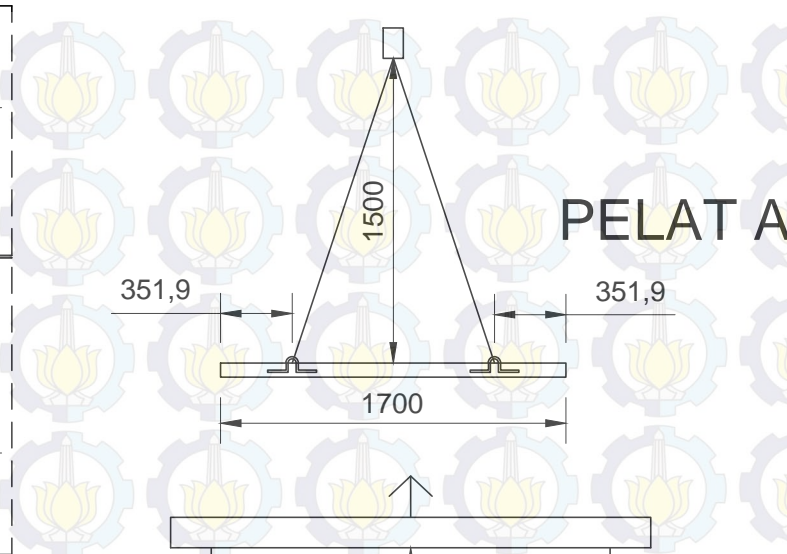
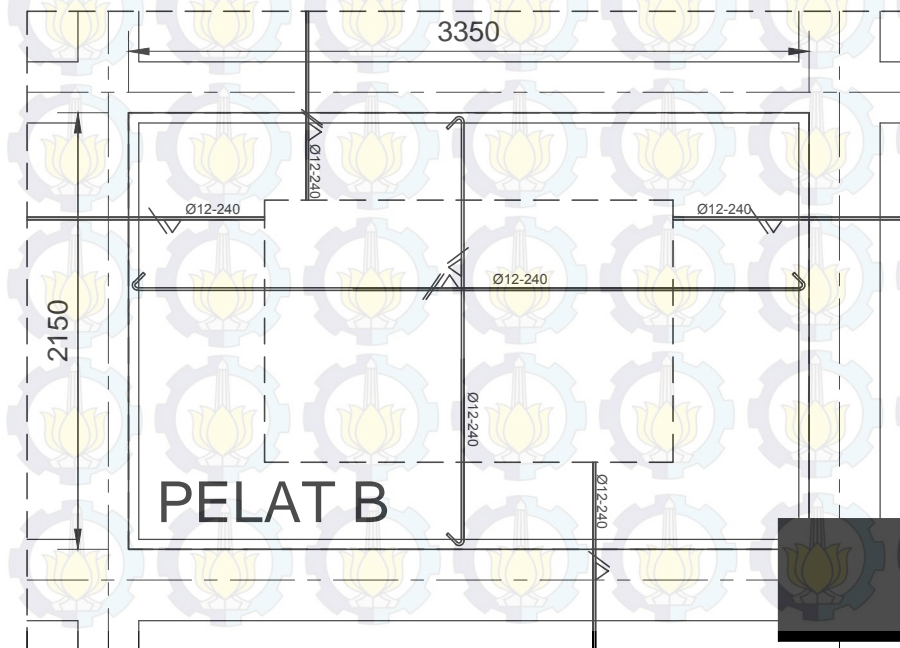
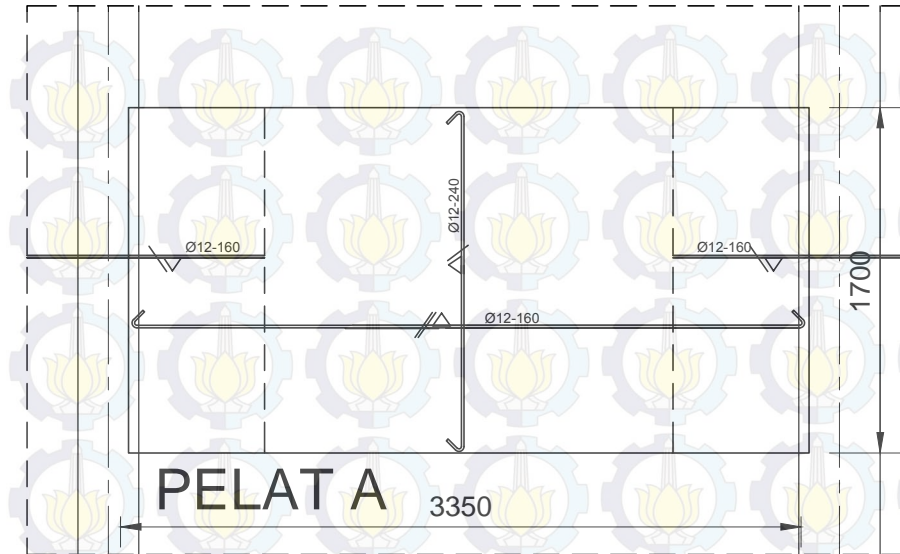


**DENAH PONDASI**  
SKALA 1:125



# PENULANGAN PELAT

# PENGANGKATAN PELAT



**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	09

JUMLAH LEMBAR
20

JUDUL GAMBAR	SKALA
PENULANGAN PELAT	1:20

JUDUL GAMBAR	SKALA
PENULANGAN PELAT	1:20

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046

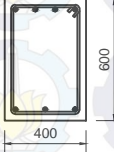
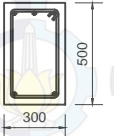
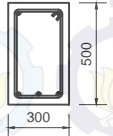
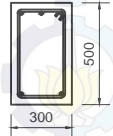
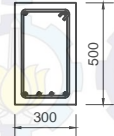
Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

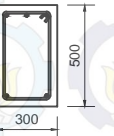
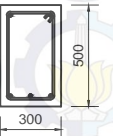
**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA, DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. TAVIO, ST.MT,PhD**  
NIP. 19700327 199702 1 001

# PENULANGAN BALOK

KODE	BALOK (B1) 40/60		BALOK ANAK (B2) 30/50		BALOK BORDESS 30/50	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	400 X 600	400 X 600	300 X 500	300 X 500	300 X 400	300 X 400
TUL.ATAS	4 D19	2 D19	3 D19	2 D19	3 D16	2 D16
TUL.BADAN						
TUL.BAWAH	3 D19	3 D19	2 D19	3 D19	2 D16	4 D16
SENGKANG	∅10 - 250	∅10 - 250	∅10 - 150	∅10 - 150	∅10 - 200	∅10 - 200

KODE	BALOK LIFT 30/50	
	TUMPUAN	LAPANGAN
		
DIMENSI	400 X 600	400 X 600
TUL.ATAS	3 D19	2 D19
TUL.BADAN		
TUL.BAWAH	2 D19	3 D19
SENGKANG	∅10 - 200	∅10 - 200

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
MODIFIKASI ULANG HOTEL FAVE  
SURABAYA MENGGUNAKAN METODE  
BETON PRACETAK PADA ELEMEN  
STRUKTUR BALOK DAN PELAT LANTAI

**KETERANGAN**  
Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

10

**JUMLAH LEMBAR**

20

JUDUL GAMBAR SKALA

BALOK

1:50

**DIGAMBAR OLEH :**

MAHASISWA

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
MODIFIKASI ULANG HOTEL FAVE  
SURABAYA MENGGUNAKAN METODE  
BETON PRACETAK PADA ELEMEN  
STRUKTUR BALOK DAN PELAT LANTAI

**KETERANGAN**  
Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	11

JUMLAH LEMBAR
20

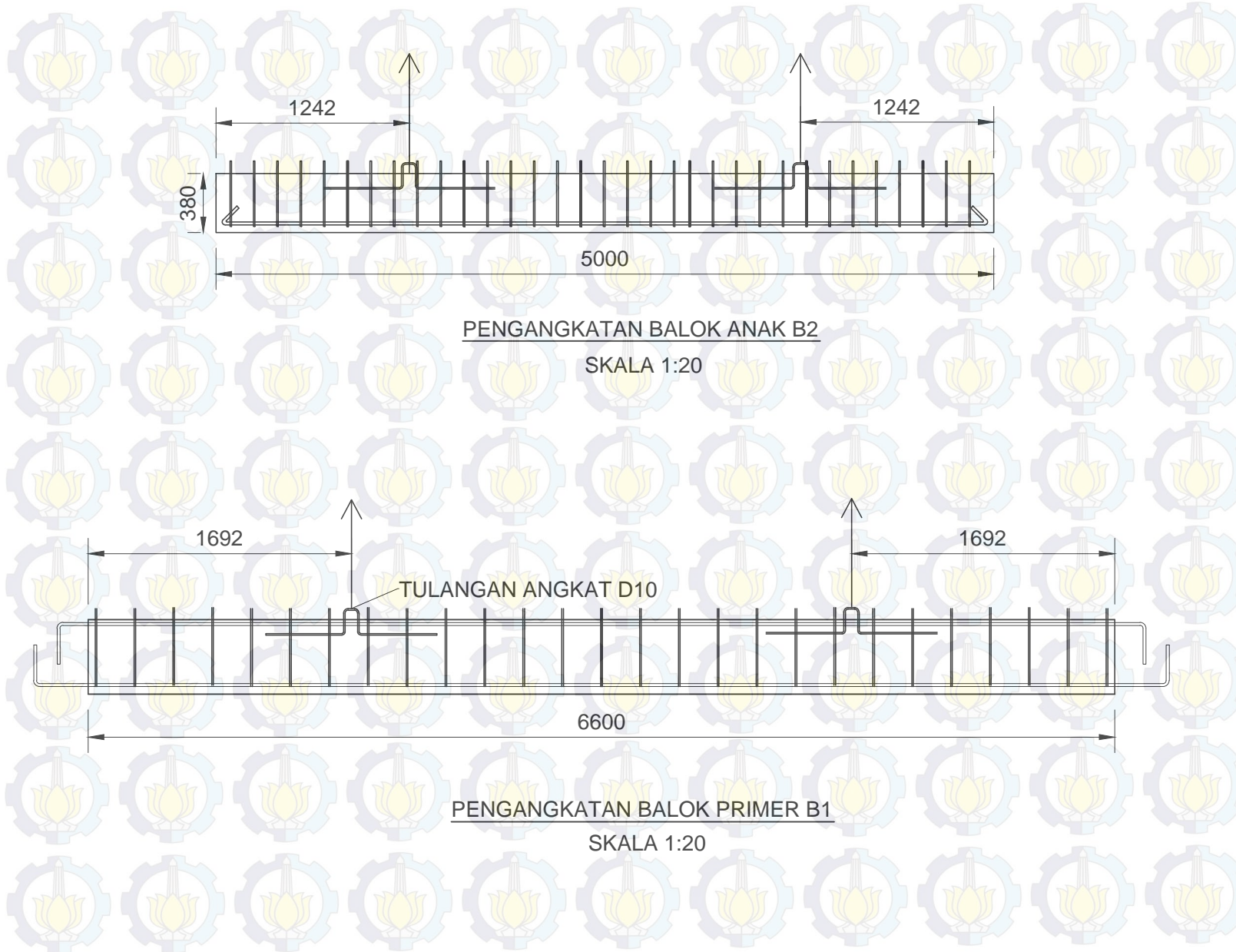
JUDUL GAMBAR	SKALA
BALOK	1:50

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT.PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



PENGANGKATAN BALOK ANAK B2

SKALA 1:20

PENGANGKATAN BALOK PRIMER B1

SKALA 1:20

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	12

JUMLAH LEMBAR
20

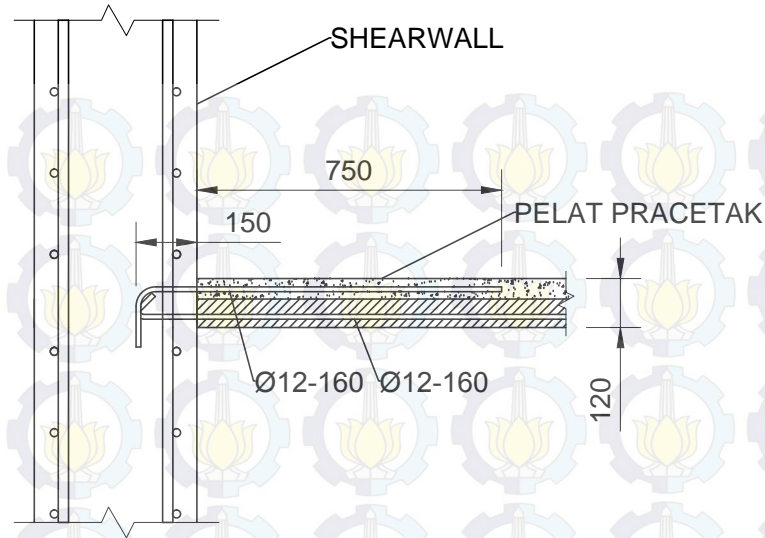
JUDUL GAMBAR	SKALA
BALOK	1:20

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

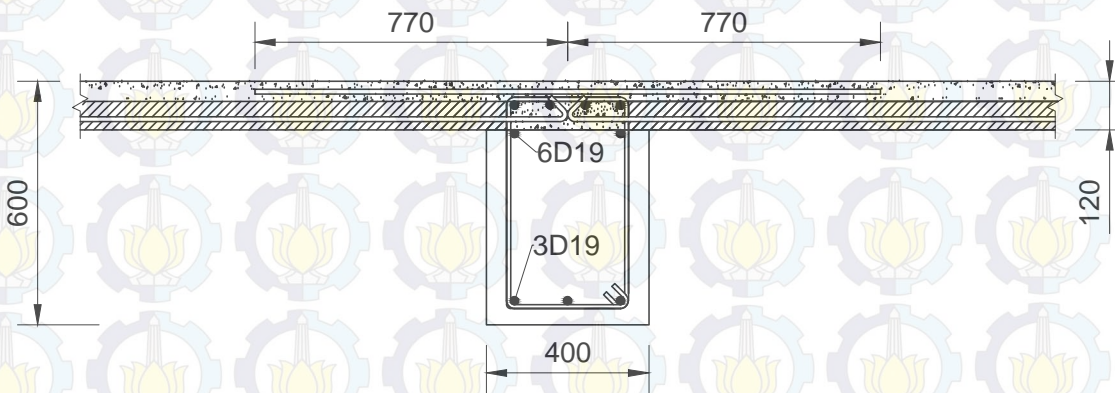
**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001



**SAMBUNGAN BALOK PELAT - DINDING GESER**

SKALA 1:20



**SAMBUNGAN BALOK PELAT - DINDING GESER**

SKALA 1:20

**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

13

**JUMLAH LEMBAR**

20

JUDUL GAMBAR SKALA

BALOK

1:20

**DIGAMBAR OLEH :**

MAHASISWA

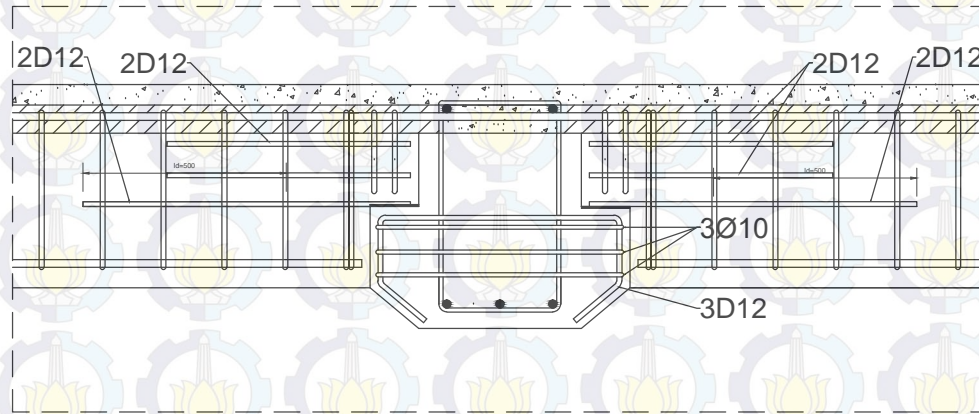
ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003

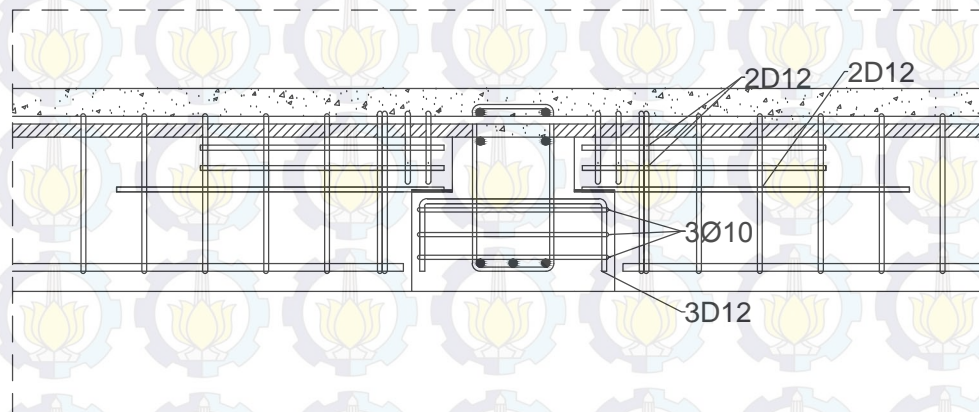
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST, MT, PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



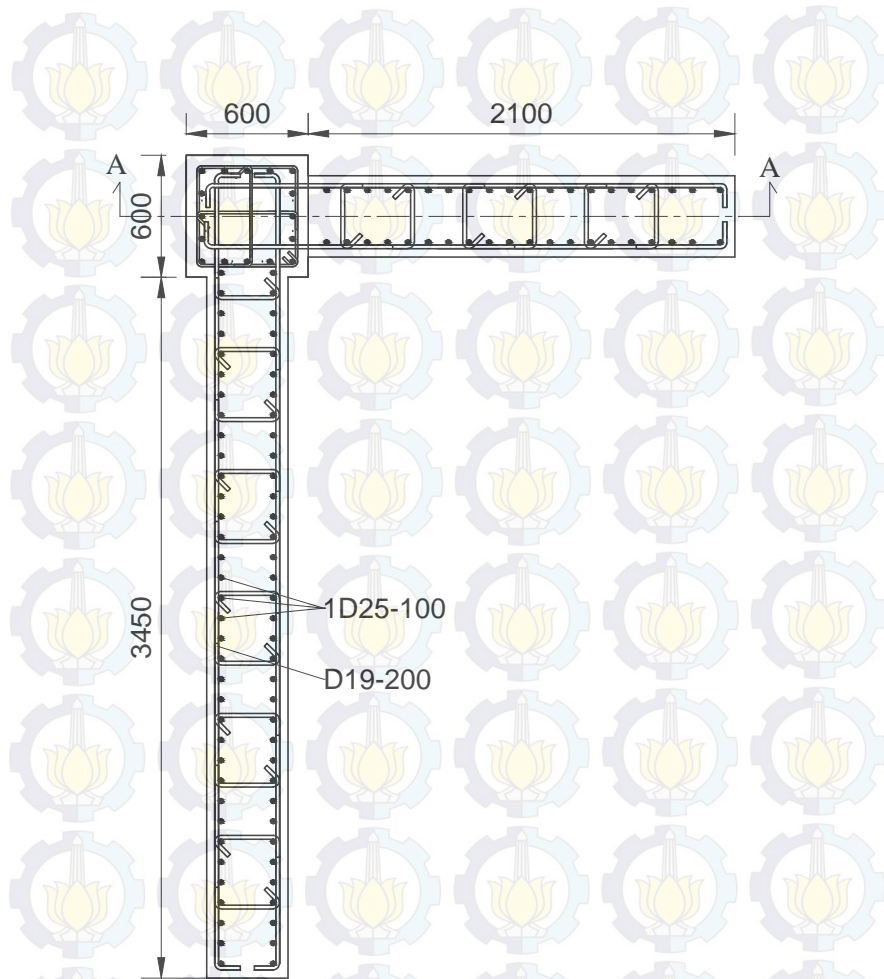
**SAMBUNGAN BALOK INDUK  
-BALOK ANAK**

SKALA 1:20



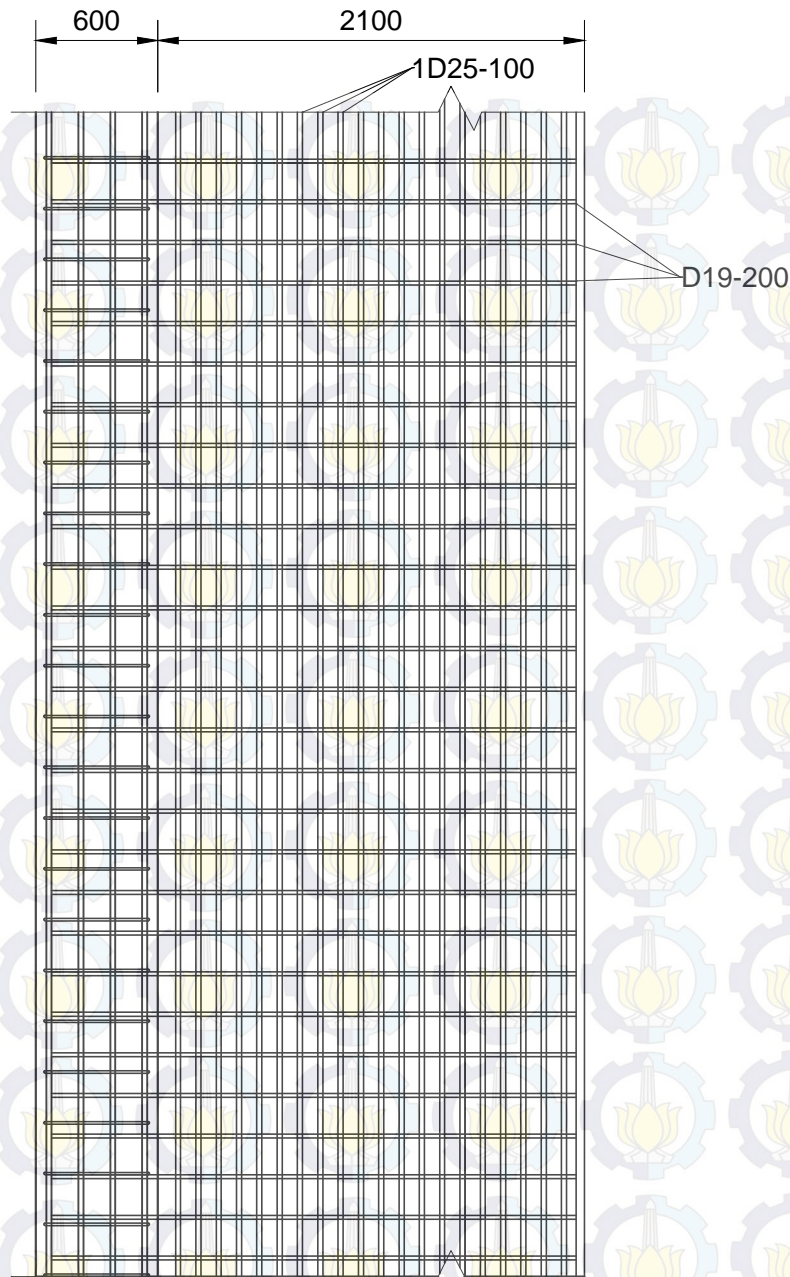
**SAMBUNGAN BALOK ANAK  
-BALOK ANAK**

SKALA 1:20



# PENULANGAN SHEAR WALL 1

SKALA 1:50



# POTONGAN A-A

SKALA 1:50

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

**KODE GBR. NO. GBR.**

14

**JUMLAH LEMBAR**

20

**JUDUL GAMBAR SKALA**

DINDING GESER SIKU 1:50

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	15

JUMLAH LEMBAR
20

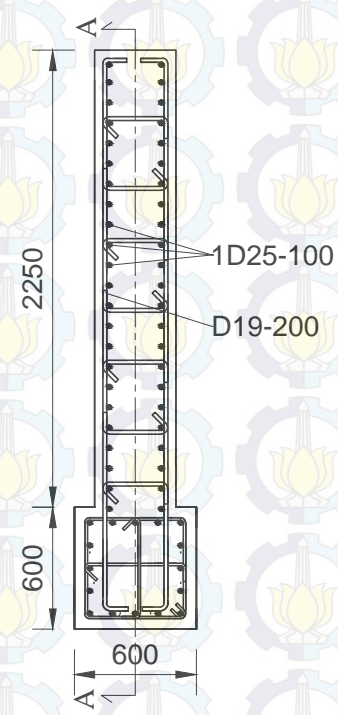
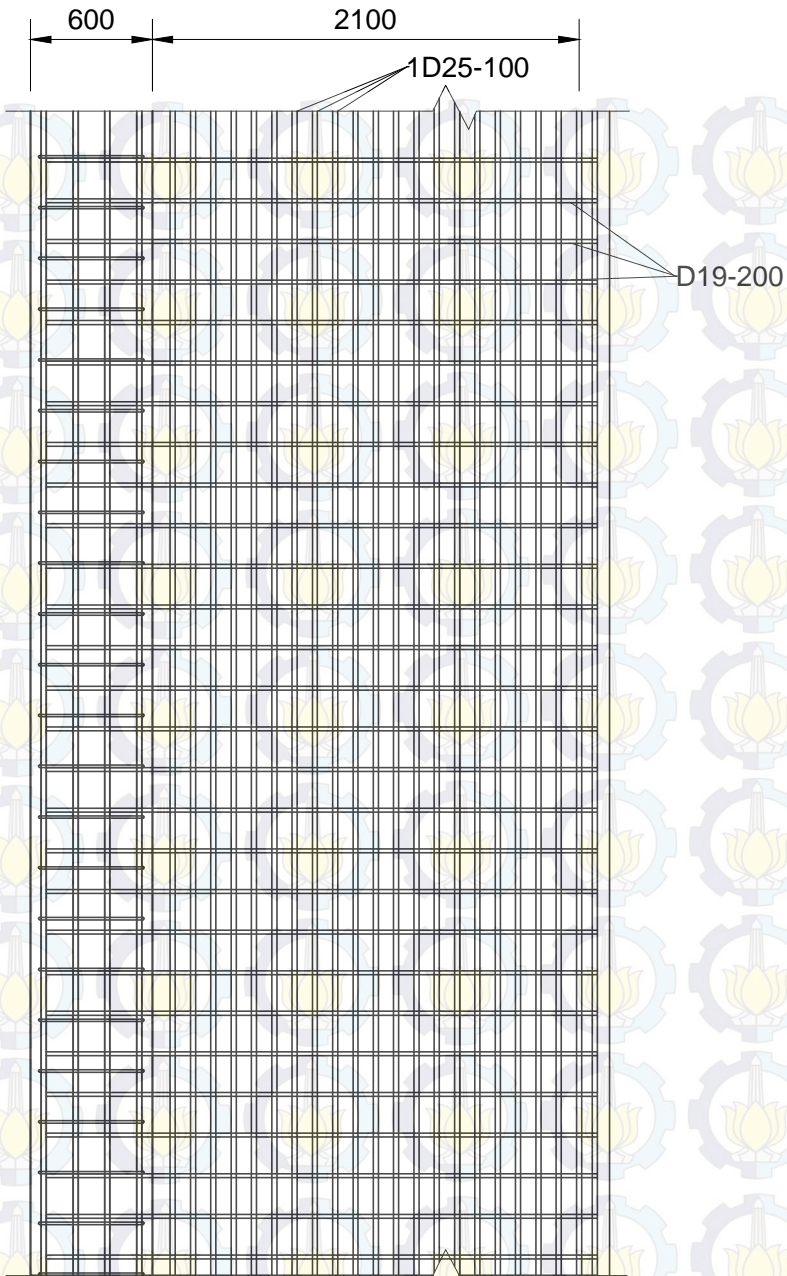
JUDUL GAMBAR	SKALA
DINDING GESER SIKU	1:50

DIGAMBAR OLEH :
MAHASISWA

ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19770302891989002 001



**PENULANGAN SHEAR WALL 2**  
SKALA 1:50

**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:50

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	16

JUMLAH LEMBAR
20

JUDUL GAMBAR	SKALA
STRUKTUR UTAMA	1:50

DIGAMBAR OLEH :
MAHASISWA

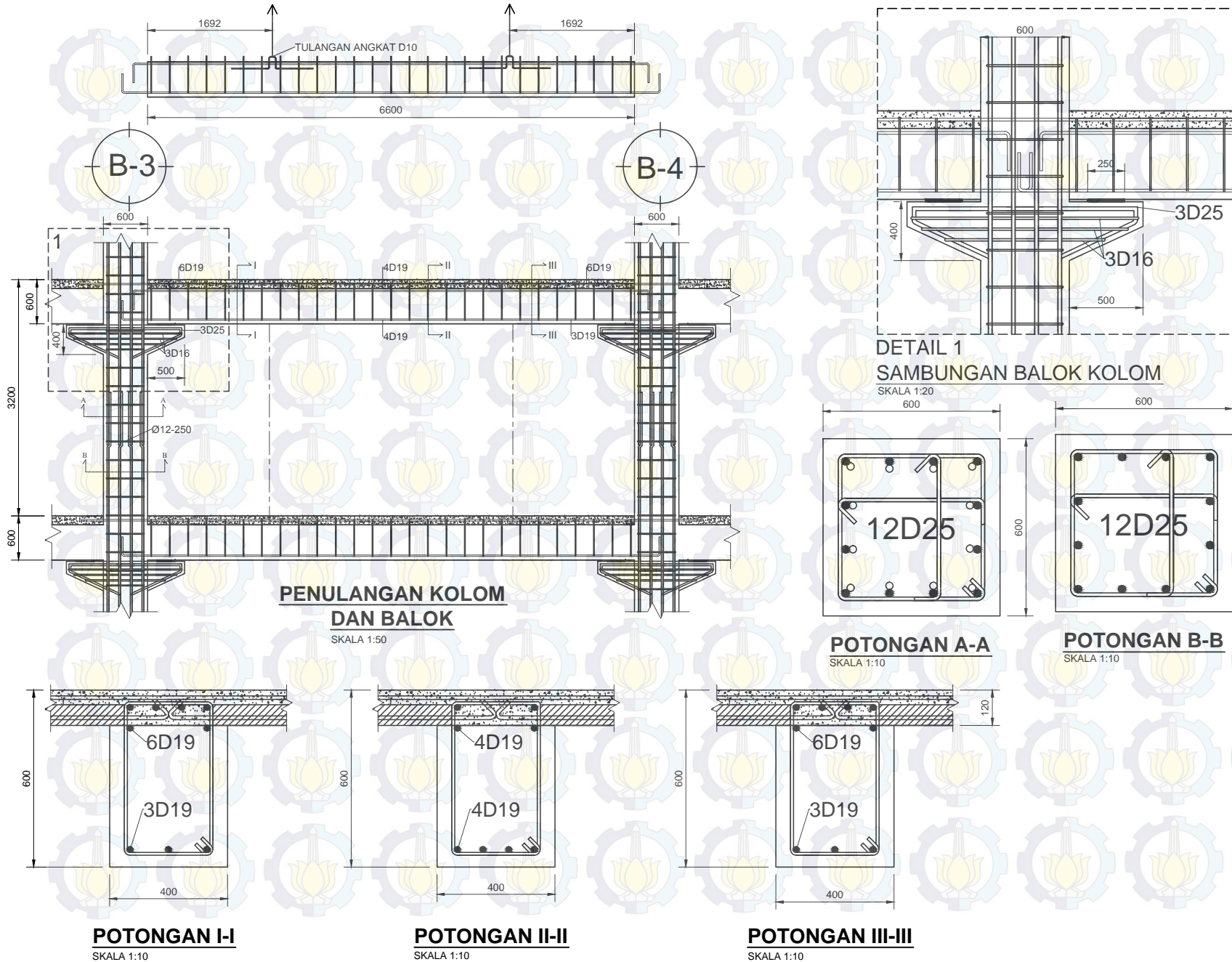
ADITYA CAHYADI NRP. 3112 106 046
-------------------------------------

Mengetahui/Menyetujui DOSEN PEMBIMBING
---

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA NIP. 19500403 197603 1 003
--

Mengetahui/Menyetujui DOSEN PEMBIMBING
---

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD NIP. 19700327 199702 1 001
--



**POTONGAN I-I**  
SKALA 1:10

**POTONGAN II-II**  
SKALA 1:10

**POTONGAN III-III**  
SKALA 1:10

**PENULANGAN KOLOM  
DAN BALOK**  
SKALA 1:50

**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:10

**POTONGAN B-B**  
SKALA 1:10

**DETAIL 1  
SAMBUNGAN BALOK KOLOM**  
SKALA 1:20



**KETERANGAN**

Nama Bangunan FAVEHOTEL  
Fungsi Bangunan SURABAYA  
Jumlah Lantai HOTEL/PERKANTORAN  
12

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR. NO. GBR.

17

JUMLAH LEMBAR

20

JUDUL GAMBAR SKALA

STRUKTUR UTAMA 1:50  
1:20

DIGAMBAR OLEH :

MAHASISWA

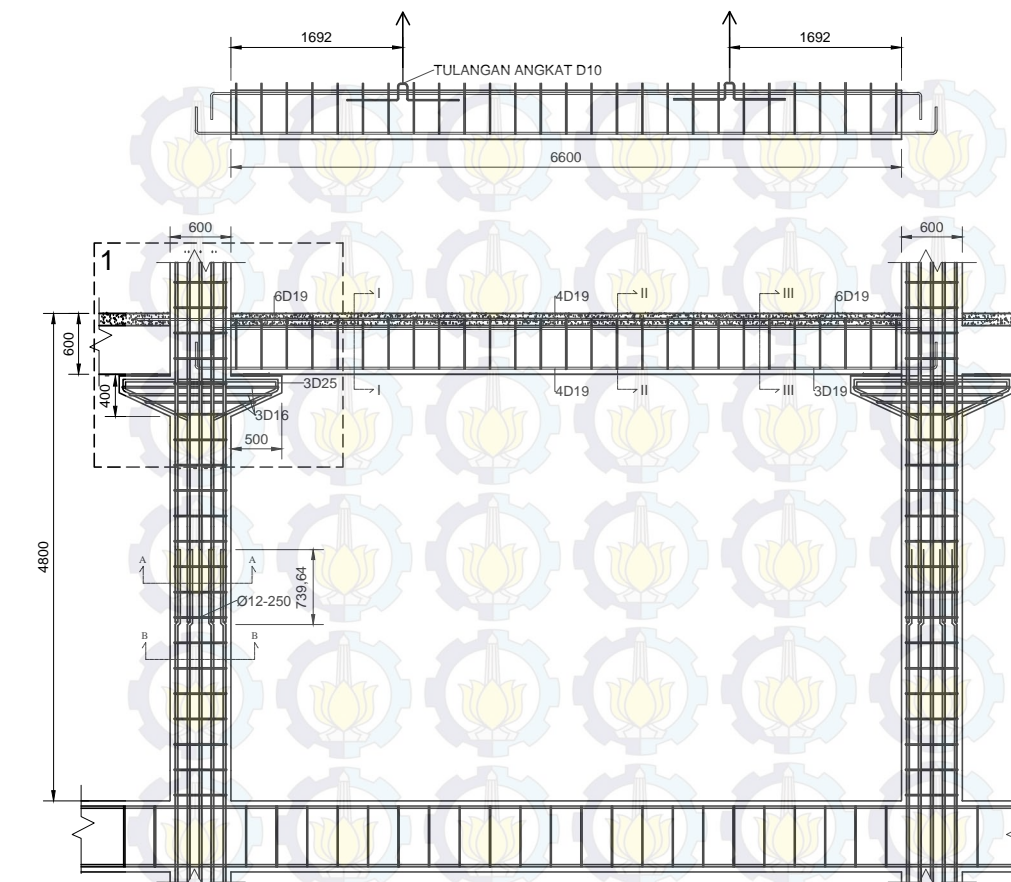
ADITYA CAHYADI  
NRP. 3112 106 046

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
NIP. 19500403 197603 1 003

Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

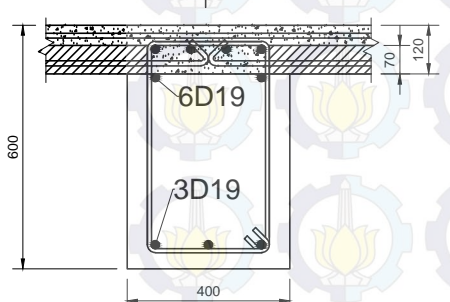
Prof. TAVIO, ST.MT,PHD  
NIP. 19700327 199702 1 001



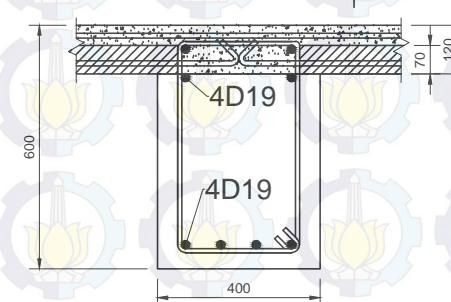
**PENULANGAN KOLOM  
DAN BALOK**

B-3

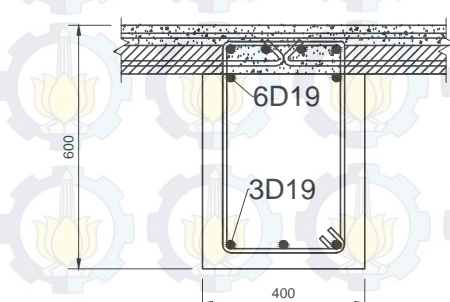
B-4



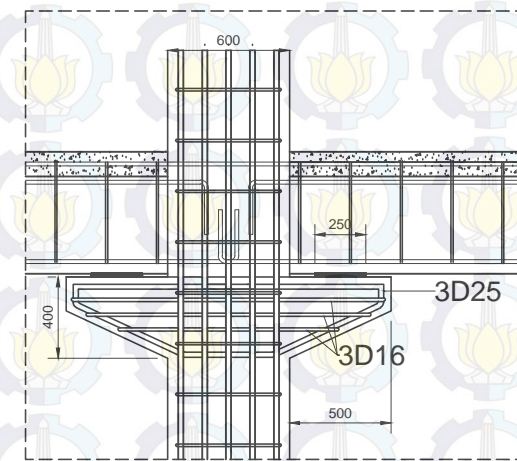
**POTONGAN I-I**  
SKALA 1:10



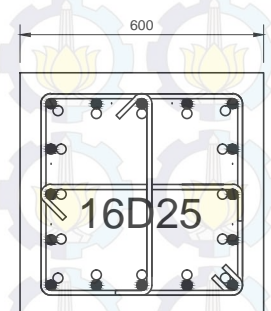
**POTONGAN II-II**  
SKALA 1:10



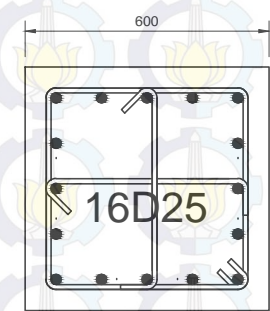
**POTONGAN III-III**  
SKALA 1:10



**DETAIL 1**  
**SAMBUNGAN BALOK KOLOM**  
SKALA 1:20



**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:10



**POTONGAN B-B**  
SKALA 1:10

**CATATAN REVISI**

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	18

JUMLAH LEMBAR
20

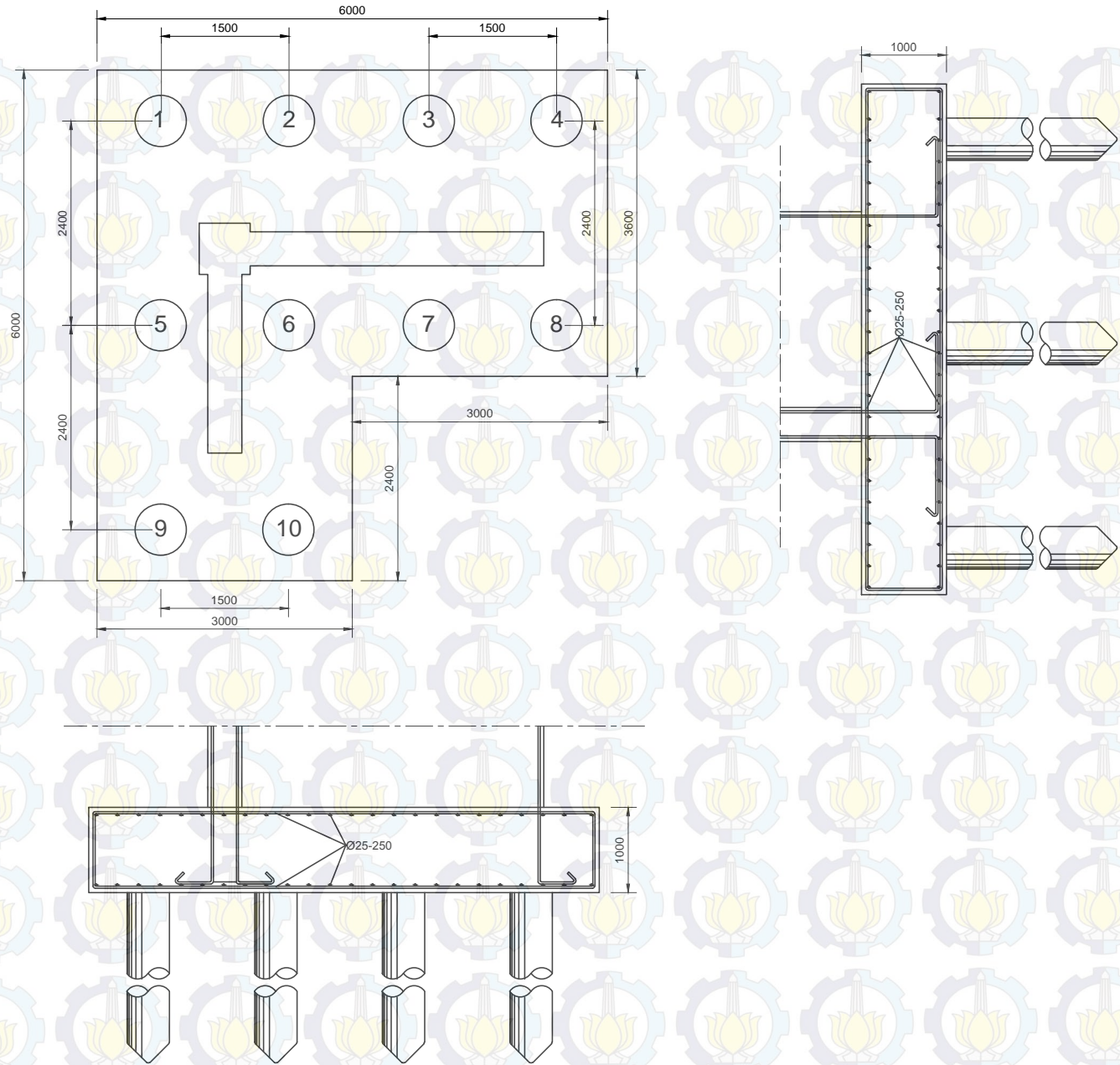
JUDUL GAMBAR	SKALA
PONDASI	1:50

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001



**PONDASI DINDING GESER**  
SKALA 1:50

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	19

JUMLAH LEMBAR
20

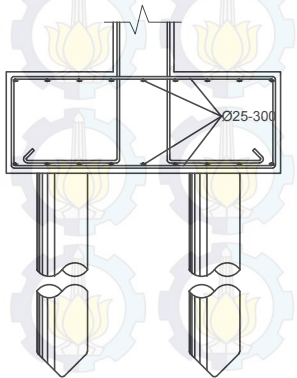
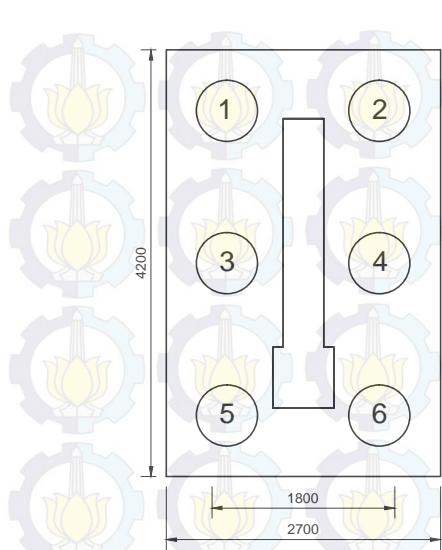
JUDUL GAMBAR	SKALA
PONDASI	1:50

DIGAMBAR OLEH :
MAHASISWA

ADITYA CAHYADI NRP. 3112 106 046 Mengetahui/Menyetujui DOSEN PEMBIMBING
--

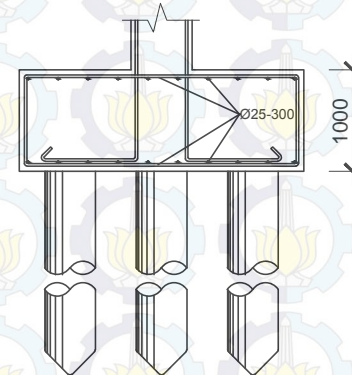
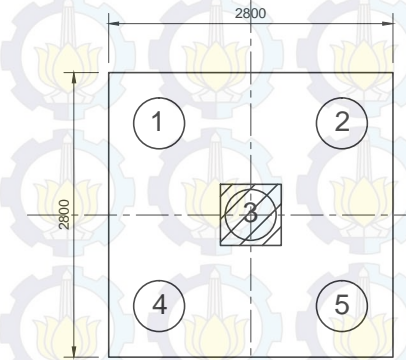
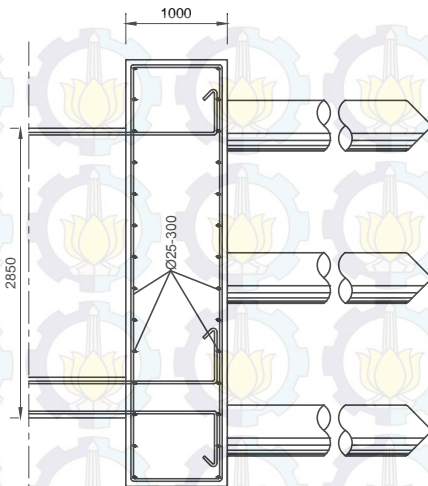
Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA NIP. 19500403 197603 1 003 Mengetahui/Menyetujui DOSEN PEMBIMBING
---

Prof. TAVIO, ST.MT,PHD NIP. 19700327 199702 1 001
--



**PONDASI DINDING GESER**

SKALA 1:50



**PONDASI KOLOM INTERIOR**

SKALA 1:50

DETAIL REVISI	PARAF

KODE GBR.	NO. GBR.
	20

JUMLAH LEMBAR
20

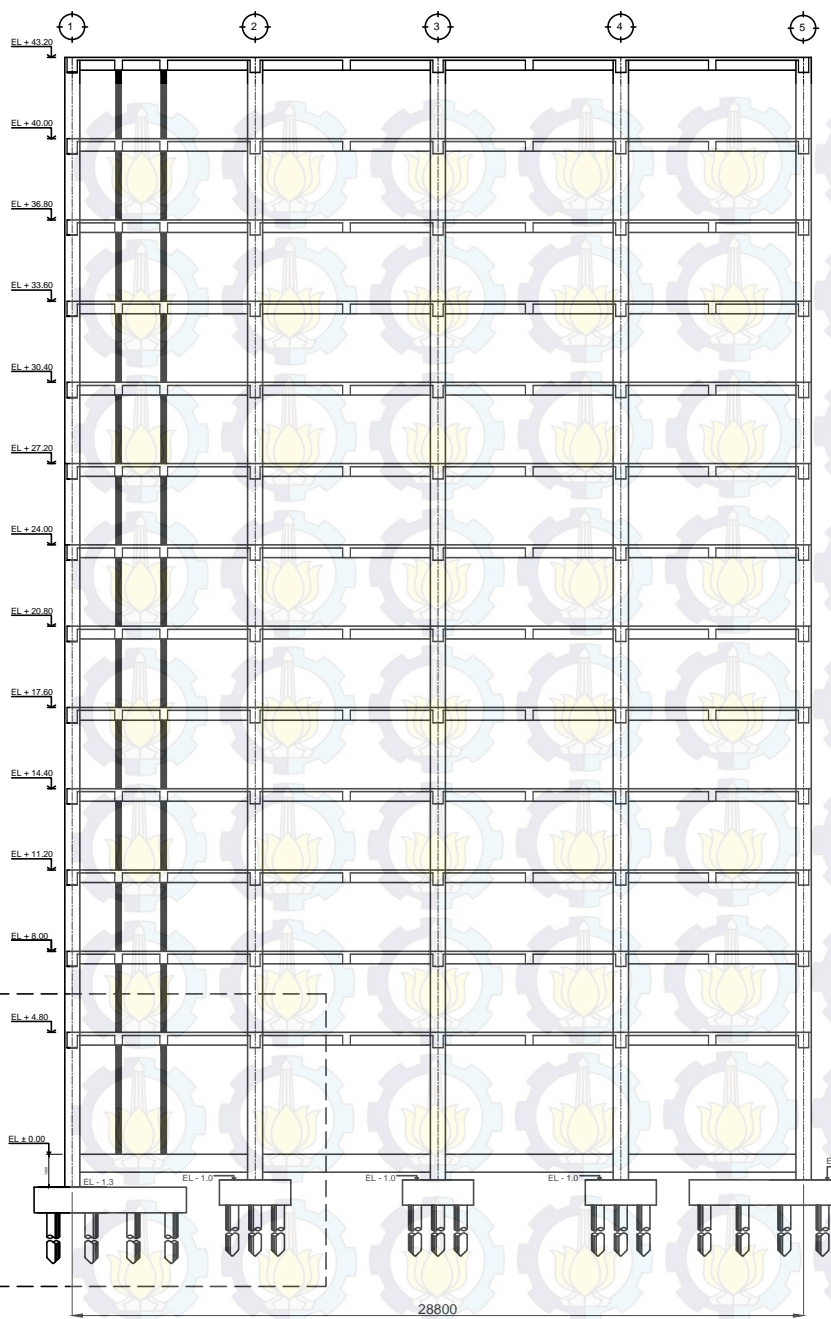
JUDUL GAMBAR	SKALA
ELEVASI BANGUNAN	1:100 1:200

**DIGAMBAR OLEH :**  
MAHASISWA

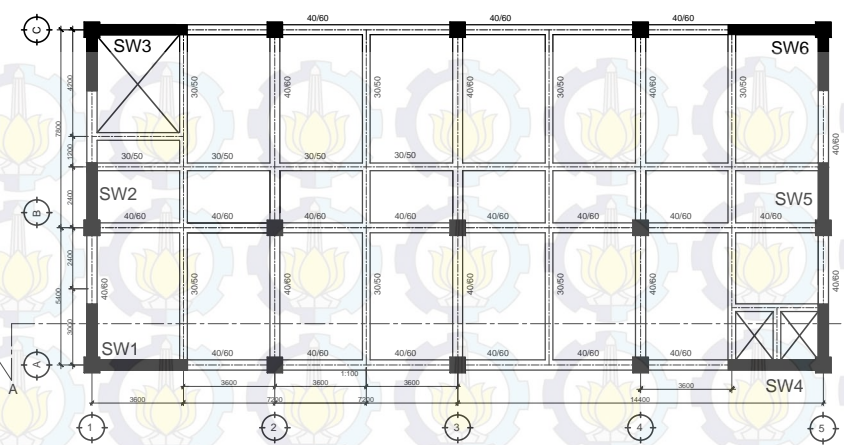
**ADITYA CAHYADI**  
NRP. 3112 106 046  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

**Prof. Dr. Ir. IGUSTI PUTU RAKA DEA**  
NIP. 19500403 197603 1 003  
Mengetahui/Menyetujui  
DOSEN PEMBIMBING

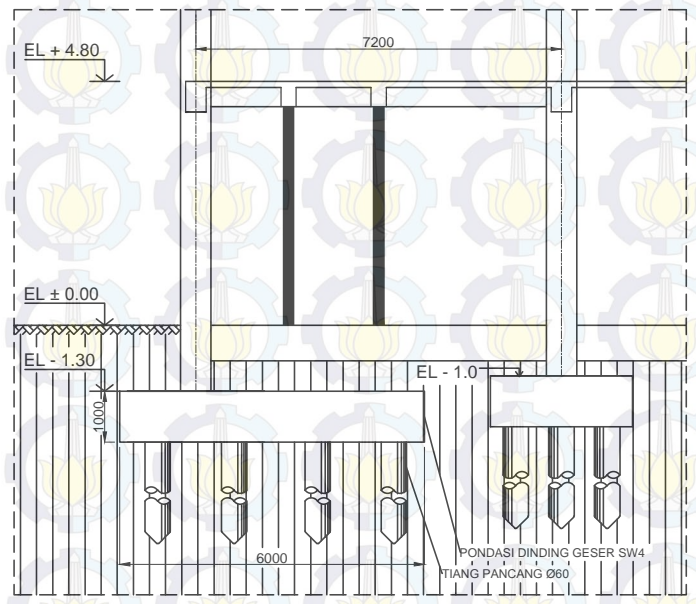
**Prof. TAVIO, ST.MT,PHD**  
NIP. 19700327 199702 1 001



**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:200



**GAMBAR DENAH STRUKTUR**  
SKALA 1:200



**DETAIL 1**  
SKALA 1:100

## BIODATA PENULIS

### Aditya Cahyadi



Lahir di Bandung, Jawa Barat pada tanggal 16 April 1989, merupakan anak ke 2 dari 3 bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN PANYILEUKAN 1, SMPN 13 Bandung, dan SMAN 24 Bandung. Kemudian penulis melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil Politeknik Negeri Bandung dan lulus pada tahun 2011. Selanjutnya pada tahun 2012 penulis bekerja di PT.Colliers International Indonesia selama satu tahun. Kemudian pada tahun 2013 melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP. 3112106046.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur.