

LAPORAN TUGAS AKHIR REVISI KE 2 VERONIKA FULL

by Nia Nur

Submission date: 05-Aug-2023 01:05AM (UTC-0700)

Submission ID: 2141609931

File name: LAPORAN_TUGAS_AKHIR_REVISI_KE_2_VERONIKA_FULL.pdf (13.23M)

Word count: 52599

Character count: 254461

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG HOTEL
VELINS 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK)**



VERONIKA LYDYA INTANE

19110018

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA
SURABAYA
2023**

LEMBAR PENGESAHAN

**Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST.)
di Universitas Wijaya Kusuma Surabaya**

Oleh:

**Veronika Lydya Intane
19.11.0018**

Tanggal Ujian: 13 Juli 2023

Disetujui Oleh:

Pembimbing,

**Dr.Ir. H.Soerjandani P. M, MT.
NIK: 94245-ET**

Mengetahui,

Dekan Fakultas Teknik,

Ketua Program Studi Teknik Sipil,

**Johan Pahing Heru Waskito, ST, MT.
NIK: 196903102005011002**

**Dr.Ir. Utari Khatulistiani, MT.
NIK: 93190-ET**

LEMBAR PENGESAHAN REVISI

**Judul : PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG HOTEL VELINS 10
LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)**

Nama : Veronika Lydya Intane

NPM : 19.11.0018

Tanggal Ujian: 13 Juli 2023

Disetujui Oleh:

Dosen Penguji I,

Dosen Penguji II,

Dr.Ir. Utari Khatulistiani, MT.
NIK: 93190-ET

Danang Setiya Raharja, ST, MT.
NIK: 22866-ET

Mengetahui,

Dosen Pembimbing,

Dr.Ir. H.Soerjandani P. M, MT.
NIK: 94245-ET

**PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG HOTEL VELINS 10
LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)**

**Nama Mahasiswa : Veronika Lydya Intane
NPM : 19110018
Jurusan : Teknik Sipil FT-UWKS
Dosen Pembimbing : Dr.Ir. H. Soerjandani Priantoro M, MT**

Abstrak

Kota Yogyakarta merupakan kota yang memiliki berbagai potensi, salah satunya yaitu sebagai kota pariwisata yang membutuhkan akomodasi yang sangat tinggi seperti Hotel. Hotel Velins direncanakan di Kota Yogyakarta dengan tinggi 10 lantai yang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) karena Yogyakarta termasuk kategori desain seismik D. SRPMK memiliki kelebihan antara lain pendetailannya menghasilkan struktur dengan daktilitas penuh yang memiliki kemampuan dalam berdeformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan. Metode perhitungan pembebanan gempa menggunakan analisa respon spektrum dan beban gravitasi yang dikombinasikan. Standart peraturan yang menjadi acuan dalam tugas akhir ini yaitu SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan *Non* gedung, SNI 1727-2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Bangunan Gedung dan Struktur lain, SNI 2847-2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, serta SNI 03-1727-1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung. Pemodelan perencanaan komponen struktur gedung beton bertulang serta analisa struktur menggunakan program struktur. Berdasarkan hasil perhitungan dapat disimpulkan bahwa struktur gedung termasuk bangunan tahan gempa. Nilai simpangan horisontal rerata yaitu 25,76 mm telah memenuhi persyaratan dengan tidak melebihi simpangan horisontal izin yaitu 100 mm. Selain itu, gedung ini juga memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam* dengan $\sum M_{nc} = 3698,46 \text{ kNm} > (1,2) \sum M_{nb} = 989,66 \text{ kNm}$ dan Hubungan Balok Kolom (HBK) pada kondisi terkekang 4 balok maupun 3 atau 2 balok dengan nilai $V_n > V_{x-x} = 2715,5 \text{ kN} > 1534,05 \text{ kN}$ telah memenuhi persyaratan.

Kata Kunci: Hotel Velins, Struktur Beton Bertulang, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, Struktur Gedung Tahan Gempa, Kota Yogyakarta

**REINFORCED CONCRETE STRUCTURE DESIGN OF 10 FLOOR VELINS HOTEL
IN YOGYAKARTA CITY USING SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM
(SRPMK)**

Student Name : Veronika Lydya Intane
Student Registry Number : 19110018
Major : Civil Engineering FT-UWKS
Supervisor : Dr.Ir. H. Soerjandani Priantoro M, MT

Abstract

The city of Yogyakarta is a city that has various potentials, one of which is as a tourist city that requires very high accommodation such as hotels. The Velins Hotel is planned in the City of Yogyakarta with a height of 10 floors using a Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) because Yogyakarta is included in the seismic design category D. SRPMK has advantages, including its detailing to produce a structure with full ductility that has the ability to deform inelastically without losing strength. Earthquake loading calculation method using spectrum response analysis and combined gravity loads. The regulatory standards that are used as a reference in this final project are SNI 1726-2019 concerning Procedures for Planning Earthquake Resistance for Building and Non-building Structures, SNI 1727-2020 concerning Minimum Design Loads and Criteria Related to Buildings and other Structures, SNI 2847-2019 concerning Requirements for Structural Concrete for Buildings, and SNI 03-1727-1989 concerning Guidelines for Planning Loading for Houses and Buildings. Modeling the planning of reinforced concrete building structural components and structural analysis using a structural program. Based on the calculation results, it can be concluded that the building structure is an earthquake resistant building. The average horizontal deviation value of 25.76 mm has fulfilled the requirements by not exceeding the permit horizontal deviation of 100 mm. In addition, this building also meets the Strong Column Weak Beam requirements with $\sum M_{nc} = 3698.46 \text{ kNm} > (1.2) \sum M_{nb} = 989.66 \text{ kNm}$ and Beam Column Relations (HBK) in confined conditions of 4 beams or 3 or 2 beams with a value of $V_n > V_{x-x} = 2715.5 \text{ kN} > 1534.05 \text{ kN}$ has met the requirements.

Keywords: *Velins Hotel, Reinforced Concrete Structure, Special Moment Resisting Frame System, Earthquake Resistant Building Structure, Yogyakarta City.*

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan atas kehadiran Tuhan Yang Maha Esa atas segala berkat, rahmat dan ridho-Nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul Perencanaan Struktur Beton Bertulang Hotel Velins 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dapat diselesaikan dengan baik.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini tidak terlepas dari peran serta pihak lain yang telah membantu dan membimbing sampai tersusun laporan ini. Oleh karena itu pada kesempatan ini dengan segala kerendahan hati, kami ingin mengucapkan terima kasih kepada yang terhormat:

1. Bapak Johan Paing Heru Waskito, ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Wijaya Kusuma Surabaya.
2. Ibu Dr.Ir. Utari Khatulistiani, MT. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Wijaya Kusuma Surabaya dan dosen penguji I.
3. Bapak Dr.Ir. H.Soerjandani Priantoro Machmoed, MT. selaku dosen pembimbing dalam penyusunan tugas akhir.
4. Bapak Danang Setiya Raharja, ST. MT selaku dosen penguji II.
5. Orang Tua dan Teman – teman Program Studi Teknik Sipil Universitas Wijaya Kusuma Surabaya yang selalu mendukung dan membantu saya.
6. Semua pihak yang telah banyak membantu penyusun, baik secara moril maupun materil, yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih terdapat banyak kekurangan dan jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan pengetahuan kami dan waktu yang tersedia, oleh karena itu penulis mengharapkan saran dan petunjuk dari semua pihak untuk perbaikan dan kelengkapan laporan ini. Akhir kata penulis mengharapkan dapat menyelesaikan dengan hasil yang baik serta bisa bermanfaat bagi semua pihak.

Surabaya, 28 Juli 2023

Veronika Lydya Intane

19.11.0018

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN REVISI	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	4
1.3 Perumusan Masalah	5
1.4 Maksud dan Tujuan.....	5
1.4.1 Maksud	5
1.4.2 Tujuan	5
1.5 Manfaat	6
1.6 Batasan Masalah	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Wilayah Gempa	7
2.2 Resiko Gempa Tinggi	9
2.2.1 Klasifikasi Situs	9
2.2.2 Menentukan Respon Spektra	10
2.3 Beton Bertulang	14
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen	15
2.5 Analisa Beban Lateral Rencana	16

2.5.1	Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	16
2.5.2	Kategori Desain Seismik	18
2.6	Konsep Desain	20
2.7	Perencanaan Struktur Tahan Gempa	22
2.8	Pemilihan Sistem Struktur.....	24
2.8.1	Prosedur Analisis	24
2.8.2	Periode Fundamental Pendekatan.....	25
2.8.3	Distribusi Gaya Gempa	25
2.8.4	Simpangan Horisontal Struktur	26
2.8.5	Periode Alami Fundamental Struktur	26
2.8.6	Batas Simpangan Antar Tingkat	27
2.9	Pembebanan	28
2.9.1	Kombinasi Pembebanan	29
2.10	Komponen Struktur Sekunder	30
2.10.1	Pelat	30
2.10.2	Balok Anak	32
2.10.3	Tangga	32
2.10.4	Perencanaan Balok Penggantung Lift.....	33
2.11	Komponen Struktur Primer	34
2.11.1	Balok Induk	34
2.11.2	Kolom	35
2.11.3	Komponen SRPMK yang dikenai Beban Lentur	36
2.11.4	Komponen SRPMK yang dikenai Beban Lentur dan Aksial	41
2.11.5	Hubungan Balok dan Kolom (HBK)	44
2.11.6	Strong Column Weak Beam (SCWB)	47
2.12	Struktur Pondasi	49
2.12.1	Pondasi Tiang Pancang.....	49

2.12.2	Perencanaan Pile Cap	52
BAB III	METODOLOGI PERENCANAAN.....	54
3.1	Diagram Alir Rencana.....	54
3.2	Penjelasan Diagram Alir Rencana	55
BAB IV	PRELIMINARY DESAIN	58
4.1	Umum.....	58
4.2	Perencanaan Dimensi Balok Induk	58
4.3	Perencanaan Dimensi Balok Anak.....	59
4.4	Perencanaan Dimensi Plat.....	60
4.4.1	Dimensi Plat Atap.....	60
4.4.2	Dimensi Plat Lantai	64
4.5	Perencanaan Dimensi Kolom	68
4.5.1	Pembebanan pada Kolom	69
4.5.2	Perencanaan Dimensi Kolom	70
BAB V	STRUKTUR SKUNDER	72
5.1	Struktur Sekunder	72
5.2	Perencanaan Plat	72
5.3	Pembebanan Plat Atap	72
5.3.1	Perhitungan Momen Plat Atap	73
5.3.2	Syarat Batas Penulangan Plat Atap	75
5.3.3	Penulangan Plat Atap	75
5.3.4	Kontrol Kekuatan Pada Plat Atap.....	77
5.3.5	Kontrol Retak Pada Plat Atap.....	78
5.4	Perencanaan Pembebanan Plat Lantai.....	79
5.4.1	Perhitungan Momen Plat Lantai	79
5.4.2	Syarat Batas Penulangan Plat Lantai	81

5.4.3	Penulangan Plat Lantai	82
5.4.4	Kontrol Kekuatan Pada Plat Lantai	84
5.4.5	Kontrol Retak Pada Plat Lantai	85
5.5	Perencanaan Balok Anak Atap.....	85
5.5.1	Pembebanan Balok Anak Atap.....	86
5.5.2	Perhitungan Gaya Dalam.....	88
5.5.3	Syarat Batas Penulangan Balok Anak Atap	88
5.5.4	Penulangan Lentur Balok Anak Atap	88
5.5.5	Penulangan Geser Balok Anak Atap	91
5.6	Perencanaan Balok Anak Lantai	94
5.6.1	Pembebanan Balok Anak Lantai	94
5.6.2	Perhitungan Gaya Dalam.....	96
5.6.3	Syarat Batas Penulangan Balok Anak Lantai	96
5.6.4	Penulangan Lentur Balok Anak Lantai	96
5.6.5	Penulangan Geser Balok Anak Lantai.....	99
5.7	Perencanaan Tangga.....	101
5.7.1	Pembebanan Tangga.....	103
5.7.2	Analisa Statika Tangga	104
5.7.3	Gaya Dalam Tangga	104
5.7.4	Penulangan Plat Bordes Tangga	106
5.7.5	Kontrol Kekuatan Plat Bordes Tangga	108
5.7.6	Penulangan Plat Tangga Miring	109
5.7.7	Kontrol Kekuatan Plat Tangga Miring	111
5.8	Perencanaan Balok Bordes.....	112
5.8.1	Perhitungan Gaya Dalam.....	113
5.8.2	Syarat Batas Penulangan Balok Bordes.....	113
5.8.3	Penulangan Lentur Balok Bordes	114

5.8.4	Penulangan Geser Balok Bordes	117
5.9	Perencanaan Balok Peggantung pada Lift.....	119
5.9.1	Koefisien Kejut Beban Hidup oleh Beban Keran.....	119
5.9.2	Pembebanan Balok Peggantung Lift	120
5.9.3	Syarat Batas Penulangan Balok Peggantung Lift	122
5.9.4	Penulangan Lentur Balok Peggantung Lift	123
5.9.5	Penulangan Geser Balok Peggantung Lift.....	126
BAB VI PEMBEBANAN BEBAN GEMPA		129
6.1	Data Perencanaan Struktur	129
6.2	Pembebanan pada Struktur.....	129
6.2.1	Pembebanan Gravitasi pada Struktur	129
6.3	Pembebanan Gempa pada Struktur	132
6.3.1	Kombinasi Beban	136
6.3.2	Batas Simpangan Antar Lantai	137
6.3.3	Periode Getar Waktu Struktur	139
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER.....		141
7.1	Perencanaan Balok Induk.....	141
7.1.1	Perencanaan Balok Induk (B1).....	141
7.1.2	Penulangan Lentur Balok Induk (B1).....	142
7.1.3	Persyaratan Detail Komponen Lentur	145
7.1.4	Penulangan Geser Balok Induk (B1)	146
7.1.5	Syarat Detail Komponen Lentur	151
7.1.6	Penulangan Torsi Balok Induk (B1).....	154
7.1.7	Pemutusan Tulangan Balok Induk (B1)	156
7.2	Perencanaan Kolom	157
7.2.1	Kuat Maksimal Tekan Rencana pada Kolom	160
7.2.2	Pendetailan Sesuai SNI 2847 – 2019.....	161

7.2.3	Persyaratan Strong Column Weak Beam	161
7.2.4	Pengekangan yang dibutuhkan kolom	164
7.2.5	Periksa Kebutuhan Pengekang untuk Beban Geser pada kolom	166
7.2.6	Sambungan Lewatan Tulangan pada kolom	170
7.3	Desain Hubungan Balok kolom (HBK)	172
7.3.1	Desain HBK yang Terkekang 4 Balok	173
7.3.2	Desain HBK yang Terkekang 3 atau 2 Balok	174
BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI		176
8.1	1 Daya Dukung Tiang Pancang	176
8.2	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 1	176
8.2.1	Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 1 Berdasarkan Kekuatan Material	176
8.2.2	Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah	177
8.2.3	Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 1	179
8.2.4	Perencanaan Kelompok Tiang	180
8.2.5	1 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 1	181
8.2.6	Perencanaan Pile Cap Pondasi Tipe 1	183
8.2.7	Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 1	188
8.3	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 2	191
8.3.1	Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 2 Berdasarkan Kekuatan Material	191
8.3.2	Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah	192
8.3.3	Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2	193
8.3.4	Perencanaan Kelompok Tiang	194
8.3.5	Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 2	195
8.3.6	Perencanaan Pile Cap Pondasi Tipe 2	198
8.3.7	Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 2	203
8.4	1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 3	206
8.4.1	Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 3 Berdasarkan Kekuatan Material	206

8.4.2	Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah.....	206
8.4.3	Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 3	208
8.4.4	Perencanaan Kelompok Tiang.....	209
8.4.5	Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 3	210
8.4.6	Perencanaan Pile Cap Pondasi Tipe 3	212
8.4.7	Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 3	217
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN		221
9.1	Kesimpulan	221
9.2	Saran.....	222
DAFTAR PUSTAKA		223

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Gempa Provinsi Yogyakarta	2
Gambar 2.1 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik	7
Gambar 2.2 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik	8
Gambar 2.3 Desain Spektra Indonesia	8
Gambar 2.4 Spektrum Respons Desain	12
Gambar 2.5 Grafik Respon Spektra Lokasi Yogyakarta	13
Gambar 2.6 Sendi Plastis pada balok (a) dan kolom (b)	18
Gambar 2.7 Syarat Teknis Perencanaan Tangga	36
Gambar 2.8 Momen yang terjadi pada balok akibat pembebanan	35
Gambar 2.9 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur	39
Gambar 2.10 Persyaratan Sambungan Lewatan SRPMK	39
Gambar 2.11 Persyaratan Sengkang Tertutup	40
Gambar 2.12 Persyaratan Tulangan Transversal	40
Gambar 2.13 Luas <i>Joint</i> Efektif	45
Gambar 2.14 Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i> (SCWB)	48
Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan	56
Gambar 4.1 Perencanaan Plat Atap	60
Gambar 4.2 Penampang Balok Induk Plat Atap	61
Gambar 4.3 Penampang Balok Anak Plat Atap	62
Gambar 4.4 Perencanaan Plat Lantai	64
Gambar 4.5 Penampang Balok Induk Plat Lantai	65
Gambar 4.6 Penampang Balok Anak Plat Lantai	66
Gambar 4.7 Perhitungan Pembebanan Pada Kolom	69
Gambar 5.1 Tipe Plat Atap	73
Gambar 5.2 Tipe Plat Lantai	80
Gambar 5.3 Pembebanan Segitiga Pada Balok Anak Atap	87

Gambar 5.4 Diagram Geser	92
Gambar 5.5 Pembebanan Segitiga Pada Balok Anak Lantai.....	95
Gambar 5.6 Diagram Geser	100
Gambar 5.7 Perencanaan Tangga	102
Gambar 5.8 Analisa Statika Tangga	104
Gambar 5.9 Gaya Momen Pada Tangga.....	105
Gambar 5.10 Gaya geser Momen Pada Tangga	105
Gambar 5.11 Gaya Dalam Plat Bordes.....	105
Gambar 5.12 Gaya Dalam Plat Miring	106
Gambar 5.13 Diagram Geser	118
Gambar 5.14 Pembebanan Balok Penggantun lift	121
Gambar 5.15 Momen Lentur (M_u) pada Balok penggantun lift	121
Gambar 5.16 Gaya Geser (V_u) pada Balok penggantun lift.....	121
Gambar 5.17 Gaya Dalam Tumpuan Balok Penggantun Lift	121
Gambar 5.18 Gaya Dalam Lapangan Balok Penggantun Lift	122
Gambar 5.19 Diagram Geser	127
Gambar 6.1 Grafik Respons Spektrum Kota Yogyakarta	133
Gambar 6.2 Gaya Gempa Tiap Lantai Arah X dan Y	136
Gambar 6.3 Bentuk 3D Gedung Hotel Velins	137
Gambar 6.4 Output Simpangan Struktur Gedung Arah X dan Arah Y	138
Gambar 7.1 Gaya Geser Gravitasi dan Geser Gempa Balok Induk	149
Gambar 7.2 Gaya Dalam pada SAP 2000	153
Gambar 7.3 Pemasangan Sengkang Balok Induk (B1)	154
Gambar 7.4 Detail Penulangan Balok Induk	156
Gambar 7.5 Pemutusan Tulangan Balok Induk.....	156
Gambar 7.6 Pemutusan Tulangan Balok Induk (B1)	157
Gambar 7.7 Nomogram Kolom Non Sway	159
Gambar 7.8 Diagram Interaksi Kuat Rencana Kolom dari Output SP Column	160

Gambar 7.9 Tulangan Atas Balok Menyatu Dengan Plat	162
Gambar 7.10 Diagram Interaksi garis SPCOL Nilai Mnc	164
Gambar 7.11 Penulangan Kolom	169
Gambar 7.12 Tulangan Kolom pada Lantai 1	171
Gambar 7.13 Sambungan Lewatan pada Kolom	172
Gambar 7.14 HBK terkekang 4 Balok.....	174
Gambar 7.15 HBK terkekang 3 atau 2 Balok	175
Gambar 8.1 Ujung Pancang yang Mengalami Keruntuhan Geser.....	177
Gambar 8.2 Perencanaan Pondasi Tipe 1	181
Gambar 8.3 Denah Pondasi Tipe 1	182
Gambar 8.4 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 1	184
Gambar 8.5 Penampang Kritis pada Pile Cap Tipe 1	187
Gambar 8.6 Diagram Interaksi Kuat Rencana Sloof Pondasi Tipe 1	190
Gambar 8.7 Hasil SP Column Sloof Pondasi Tipe 1	190
Gambar 8.8 Perencanaan Pondasi Tipe 2	195
Gambar 8.9 Denah Pondasi Tipe 2	197
Gambar 8.10 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 2	199
Gambar 8.11 Penampang Kritis pada Pile Cap Tipe 2	202
Gambar 8.12 Diagram Interaksi Kuat Rencana Sloof Pondasi Tipe 2	204
Gambar 8.13 Hasil SP Column Sloof Pondasi Tipe 2	205
Gambar 8.14 Perencanaan Pondasi Tipe 3	209
Gambar 8.15 Denah Pondasi Tipe 3	211
Gambar 8.16 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 3	213
Gambar 8.17 Penampang Kritis pada Pile Cap Tipe 3	216
Gambar 8.18 Diagram Interaksi Kuat Rencana Sloof Pondasi Tipe 3	219
Gambar 8.19 Hasil SP Column Sloof Pondasi Tipe 3	219

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Data Jumlah Kunjungan Wisatawan Kota Yogyakarta	1
Tabel 2.1 Kualifikasi Situs	9
Tabel 2.2 Koefisien Situs (F_a)	10
Tabel 2.3 Kualifikasi Situs (F_v)	11
Tabel 2.4 Keuntungan dan Kerugian Beton Bertulang.....	14
Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Untuk Beban Gempa.....	17
Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa.....	18
Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Percepatan 0,2 detik.....	19
Tabel 2.8 Kategori Desain Seismik Percepatan 1 detik.....	19
Tabel 2.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya sesismik	21
Tabel 2.10 Prosedur Analisis Yang digunakan	24
Tabel 2.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	25
Tabel 2.12 Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a,b}$	28
Tabel 5.1 Perhitungan Momen Plat Atap	74
Tabel 5.2 Perhitungan Momen Plat Lantai	81
Tabel 6.1 Berat Struktur Tiap Lantai.....	132
Tabel 6.2 Data Tanah Kota Yogyakarta	132
Tabel 6.3 Distribusi Beban Gempa.....	135
Tabel 6.4 Kombinasi Beban	136
Tabel 6.5 Simpangan Struktur Gedung Arah X dan Y	138
Tabel 6.6 Perhitungan T-Rayleigh pada sumbu X	139
Tabel 6.7 Perhitungan T-Rayleigh pada sumbu Y	140
Tabel 7.1 Momen Terbesar pada Balok Induk	142

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Yogyakarta merupakan kota yang memiliki berbagai potensi salah satunya yaitu sebagai kota Pariwisata, karena banyak obyek pariwisata yang menawarkan keindahan alam, peninggalan sejarah masa lampau, serta wisata belanja. Terdapat *event* tahunan yang diselenggarakan oleh Dinas Pariwisata Kota Yogyakarta baik berskala nasional maupun internasional yang dapat membawa potensi kunjungan wisatawan semakin naik dari tahun ketahun. Dapat dilihat pada Tabel 1.1 terkait data jumlah kunjungan wisatawan kota Yogyakarta dari tahun 2018 – 2022.

Tabel 1.1 Data Jumlah Kunjungan Wisatawan Kota Yogyakarta

Tahun	Mancanegara	Nusantara	Jumlah Total
2019	433.027	6.116.354	6.549.381
2020	69.968	1.778.580	1.848.548
2021	14.740	4.279.985	4.294.725
2022	47.080	6.427.035	6.474.115
2023	24.434	2.108.857	2.132.741

Sumber Data: Badan Pusat Statistik (BPS) Kota Yogyakarta

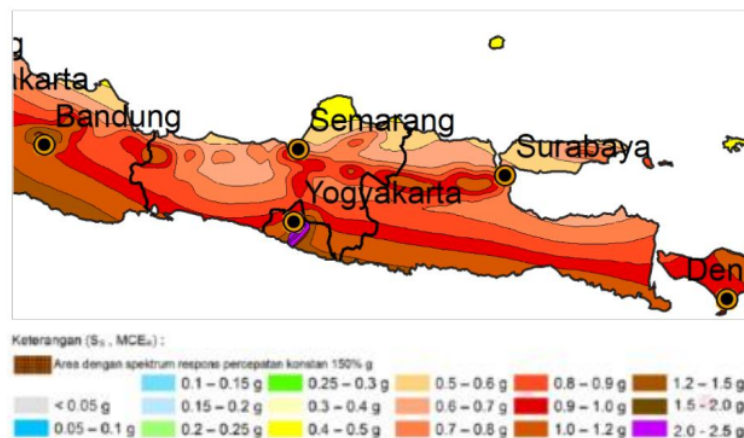
Berdasarkan data dari BPS Kota Yogyakarta tentang jumlah kunjungan wisatawan selama lima tahun terakhir dari tahun 2019-2023 mengalami fluktuasi, yang menyatakan bahwa pada tahun 2019-2020 mengalami kenaikan sedangkan pada tahun 2021-2022 mengalami penurunan. Penyebab dari penurunan tersebut karena terdapat wabah virus covid-19, sehingga terdapat penutupan dari sebagian tempat wisata tersebut. Dengan berjalannya waktu se usai terjadinya wabah tersebut telah dibuka kembali dengan persyaratan bahwa diberikan pembatasan jumlah pengunjung pada beberapa tempat wisata, sehingga pada tahun 2022 mengalami kenaikan jumlah wisatawan.

Tingginya kunjungan wisatawan yang datang ke Kota Yogyakarta tentunya kebutuhan tempat tinggal sementara seperti hotel ataupun *homestay* menjadi sangat tinggi. Sehingga pada kota ini mempunyai pasar yang menjanjikan untuk berinvestasi di sektor pariwisata

salah satunya yaitu pembangunan hotel. Pembangunan adalah perubahan keseimbangan lingkungan dengan upaya sadar manusia untuk mengubah keseimbangan lingkungan dari buruk menjadi lebih baik. Pembangunan atau pengembangan hotel dan lingkungan harus selaras, sehingga setiap orang dapat merasakan tujuan dan manfaat pembangunan.

Hotel adalah sebuah bangunan yang menyediakan layanan penginapan (akomodasi) tetapi ada banyak layanan lain yang dapat ditawarkan hotel. Misalnya, menyediakan berbagai jenis makanan dan minuman, membuka restoran dan kafe, dan mengadakan acara. Biasanya dibangun di dekat area perkantoran, pertokoan, industri, sekolah, pusat perbelanjaan, pusat hiburan, dan jalan akses tol, dengan berbagai fasilitas di sekitarnya.

Kota Yogyakarta memiliki luas wilayah tersempit dibandingkan dengan daerah lainnya, yaitu 32,5 Km² yang berarti 1,025% dari luas wilayah Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta (DIY). Oleh karena itu, dengan dibangunnya hunian bersusun vertikal ke atas yaitu hotel dapat berdampak positif yang terjadi akibat adanya pembangunan hotel antara lain, perekonomian warga terbantu, adanya kerja sama antara warga dan pihak hotel perihal promosi kebudayaan masyarakat Yogyakarta.



Gambar 1.1 Peta Gempa Provinsi Yogyakarta

Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>

Perencanaan struktur Hotel Velins terdiri dari 10 lantai yang berlokasi di Yogyakarta. Berdasarkan peta gempa provinsi Yogyakarta (Gambar 1,1) termasuk ke dalam wilayah gempa tinggi dengan spectral percepatan 1.11 g, maka dalam perencanaan gedung didesain harus tahan terhadap gempa. Kemampuan bangunan untuk menahan beban gempa

bukan berarti bahwa bangunan tersebut akan tetap berdiri kokoh apabila terjadinya gempa. Tetapi bangunan tersebut tidak akan langsung roboh ketika terjadi gempa, sehingga korban jiwa akibat keruntuhan bangunan bisa dihindarkan. Pada struktur bangunan tingkat tinggi harus mampu menahan gaya-gaya vertikal (gravitasi), maupun gaya-gaya horisontal (beban gempa).

Berdasarkan jurnal I Gusti Made Sudika (2018) menyatakan bahwa, selama gempa bumi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan muncul sebagai titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya tidak runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sedangkan gaya gempa horisontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan akan langsung menyebabkan keruntuhan/kegagalan (*failure*).

Beberapa kriteria telah diperhitungkan dalam desain hotel ini, seperti pemilihan material struktur utama bangunan, kekuatan dan perilaku bangunan saat gempa. Struktur utama gedung dapat berupa komposit, baja dan beton bertulang. Struktur beton bertulang dipilih sebagai salah satu bahan konstruksi pada perencanaan hotel Velins dikarenakan ketersediaan bahan pembuat beton mudah didapat, memberikan harga yang relatif lebih ekonomis dan lebih monolit daripada menggunakan bahan struktur kayu ataupun baja yang sudah jarang ataupun sulit didapat.

Kekuatan dan kekakuan dari struktur juga harus diperhatikan untuk mampu menahan beban rencana, baik beban gravitasi maupun angin dan gempa, dan struktur harus menghasilkan *story drift* yang sesuai dengan batasan peraturan. Struktur gedung direncanakan untuk memberikan jaminan keselamatan penghuni gedung, maka dari itu gedung yang direncanakan harus memenuhi standart. Salah satu standart yang digunakan untuk perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah SNI 1726-2019, dalam peraturan tersebut terdapat berbagai macam sistem struktur yaitu Sistem Ganda, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Sistem Rangka Gedung.

Perencanaan gedung hotel Velins ini menggunakan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen (SRPM). SRPM terbagi menjadi 3 jenis, yaitu Sistem Struktur Rangka Pemikul

Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pemilihan metode pada perencanaan gedung hotel Velins ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan pertimbangan pendetailannya menghasilkan struktur dengan daktilitas penuh yang memiliki kemampuan dalam berdeformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan.

Keuntungan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yaitu, tidak memerlukan dinding geser (*shear wall*), ataupun bresing vertikal maupun diagonal sehingga tidak mengganggu perencana dalam merencanakan desain bangunan. Sistem rangka ini memiliki sendi plastis yang dapat memberikan keuntungan yaitu memiliki kapasitas yang besar untuk memencarkan gaya gempa. Sendi plastis umumnya terjadi pada bagian balok dekat muka kolom pada bagian tersebut yang merupakan bagian lemah pada suatu struktur, dan didesain berdasarkan kapasitas plastis yang mampu ditahan ketika struktur berperilaku inelastik.

Pemodelan perencanaan struktur akan digunakan aplikasi bantu dan pembebanan struktur gedung mengacu pada “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung” dalam SNI 2847-2019 dengan tambahan peraturan mengenai beban gempa yang tertuang dalam “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung” dalam SNI 1726-2019, sehingga dapat memberikan hasil konkrit tentang kelayakan bangunan yang dirancang.

1.2. Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, diperoleh suatu permasalahan yang timbul pada penulisan tugas akhir ini, yaitu dijelaskan bahwa gaya dari arah vertikal pada umumnya tidak dapat meruntuhkan struktur bangunan, sedangkan gaya gempa horisontal dapat menyebabkan keruntuhan/kegagalan (*failure*). Permasalahan yang akan diidentifikasi yaitu menganalisa perhitungan, penentu simpangan horisontal dan pedetailan syarat sistem rangka pemikul momen khusus yang sesuai dengan peraturan yang berlaku yaitu SNI 2847-2019 persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan SNI 1726-2019 tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung dan nongedung.

3 1.3. Perumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang perencanaan gedung hotel 10 lantai dengan struktur beton bertulang di Kota Yogyakarta, maka permasalahan yang ditinjau adalah sebagai berikut:

1. Apakah simpangan horisontal yang terjadi tiap lantai sesuai persyaratan bangunan tahan gempa menurut SNI 1726-2019?
2. Apakah *Strong Column Weak Beam* telah memenuhi batas minimum yang diizinkan dimana momen nominal kolom pada perencanaan gedung lebih besar 20% dari momen nominal balok menurut SNI 2847-2019?
3. Apakah Hubungan Balok Kolom terkait tulangan gaya geser pada perencanaan gedung ini telah memenuhi SNI 2847-2019?

2 1.4. Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari perencanaan gedung hotel Velin ini adalah:

1.4.1. Maksud

Maksud dari perencanaan gedung hotel Velins ini adalah untuk merencanakan komponen struktur gedung beton bertulang sesuai dengan prinsip Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 1726-2019 dan SNI 2847-2019.

1.4.2. Tujuan

Tujuan dari perencanaan gedung hotel Velins ini adalah:

1. Untuk mendapatkan hasil dari simpangan horisontal yang terjadi pada tiap lantai perencanaan gedung ini sesuai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
2. Untuk mendapatkan hasil dari *Strong Column Weak Beam* pada perencanaan gedung telah memenuhi batas minimum izin menggunakan metode SRPMK.
3. Untuk mendapatkan hasil dari Hubungan Balok Kolom terkait tulangan geser pada perencanaan gedung ini telah memenuhi persyaratan sesuai dengan peraturan SNI 2847-2019.

1.5. Manfaat

Manfaat perencanaan gedung hotel Velins ini adalah:

- Untuk memberikan gambaran awal tentang struktur gedung dan perhitungan-perhitungan yang menghasilkan dimensi dan jumlah tulangan dari masing-masing elemen struktur yang diwujudkan dalam bentuk gambar-gambar.
- Dapat menjadi acuan/tolak ukur yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga memberikan informasi secara lebih detail dan kegagalan struktur bisa diminimalisasi dalam perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1.6. Batasan Masalah

Dikarenakan luasnya lingkup pembahasan serta untuk menghindari melebar nya pembahasan, maka batasan masalah perencanaan gedung ini sebagai berikut:

1. Fungsi bangunan berupa gedung hotel
2. Sistem struktur gedung beton bertulang berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
3. Struktur bangunan yang direncanakan terdiri dari 10 (sepuluh) lantai dengan menggunakan data tanah serta bahan yang ditentukan.
4. Merencanakan struktur atas dan struktur bawah
5. Tidak meninjau aspek perhitungan biaya bangunan dan *time schedule*
6. Tidak meninjau sistem utilitas bangunan, arsitektur, sanitasi, mekanikal elektrikal, *finishing*, manajemen konstruksi dan pelaksanaan yang ada pada lapangan.

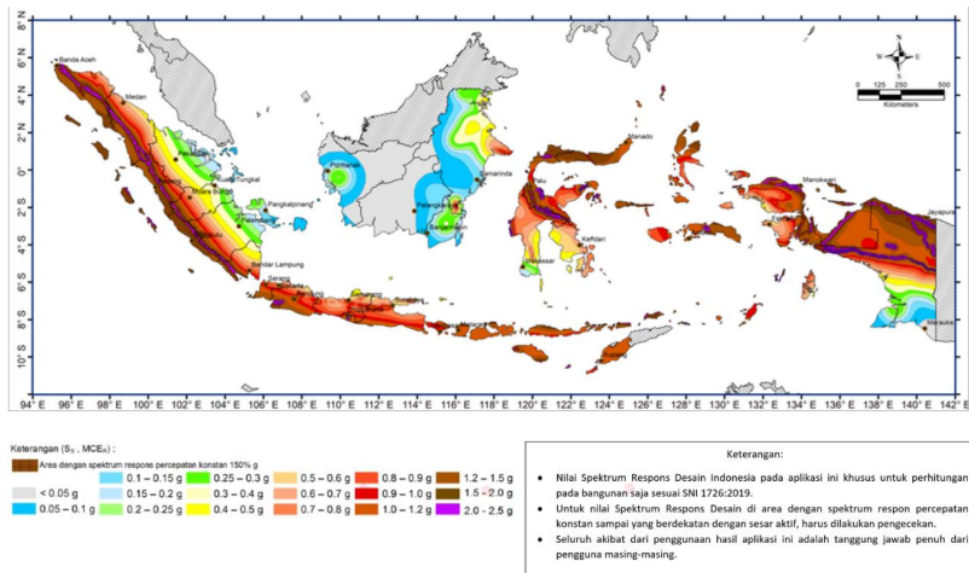
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Wilayah Gempa

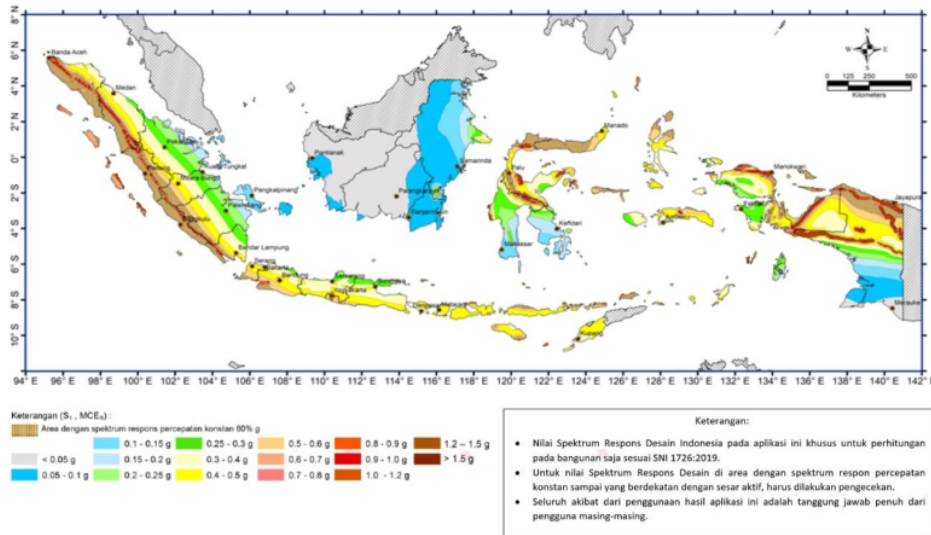
Berdasarkan SNI-1726-2019 pasal 6, wilayah gempa ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2% dalam 50 tahun).

Untuk klasifikasi wilayah gempa, peta gempa terbaru ini menggunakan warna-warna yang menunjukkan parameter S_s dan S_1 untuk setiap besaran spektrum respon percepatan. Untuk lebih jelasnya dapat diperhatikan pada Gambar 2.1 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik (S_s) dan Gambar 2.2 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik (S_1).



Gambar 2.1 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik (S_s)

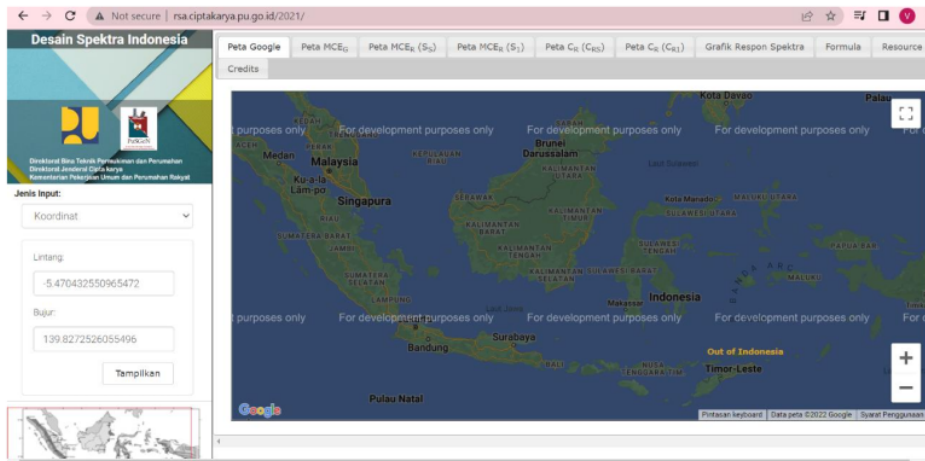
Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>



Gambar 2.2 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik (S₁)

Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>

Dalam peta zona seismik ini, masing-masing warna mewakili ukuran suatu parameter Percepatan batu dari terendah ke tertinggi. Daerah yang tidak berwarna (area abu-abu) adalah daerah yang tidak terkena gempa karena letaknya jauh dari lempeng benua yang menjadi pusat gempa. Untuk mengetahui nilai percepatan batuan di setiap kota yang lebih akurat dari peta di atas, dapat dilakukan analisa menggunakan program bantu Desain Spektra Indonesia, yang dapat ditemukan di situs web: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>, dengan tampilan seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Desain Spektra Indonesia

Selain nilai percepatan batuan, dalam program bantu Desain Spektra Indonesia juga dapat diketahui nilai parameter, faktor amplifikasi hingga periode getar untuk tiap-tiap daerah yang ditinjau.

2.2. Resiko Gempa Tinggi

Pada wilayah resiko gempa tinggi bila terjadi gempa maka kekuatan getar gempa yang sampai di permukaan dapat merusak struktur bangunan. Kekuatan gempa pada setiap daerah berbeda-beda dikarenakan berbeda pula respon spektrumnya. Dalam hal ini faktor sifat tanah dan profil tanah juga menyebabkan tiap kota berbeda-beda, dengan itu perlu dilakukan klasifikasi berdasarkan jenis tanah wilayah setempat.

2.2.1. Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs ini terdapat penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu situs yang memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Berdasarkan profil tanah lapisan 10 meter paling atas sesuai dengan pasal 5.3 SNI 1726-2019. Klasifikasi situs dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Kualifikasi Situs

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

Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 5.3

2.2.2. Menentukan Respon Spektra

Dalam SNI 1726-2019 pasal 6.2, disebutkan bahwa untuk penentuan respons spectral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spectral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan:

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek, 0,2 detik.

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik.

Dengan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.2 dan Tabel 2.3.

Tabel 2.2 Koefisien Situs (F_a)

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

Sumber: SNI 1726-2019, pasal 6.2

Catatan:

SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat pasal 6.10.1.

Tabel 2.3 Kualifikasi Situs (F_v)

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

Sumber: SNI 1726-2019, pasal 6.2

Catatan:

SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat pasal 6.10.1.

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots \dots \dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots \dots \dots (2.4)$$

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 6.4, bila spektrum respon desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.4 spektrum respons desain, dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ,
3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , di ambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2.6)$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots \dots \dots (2,7)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

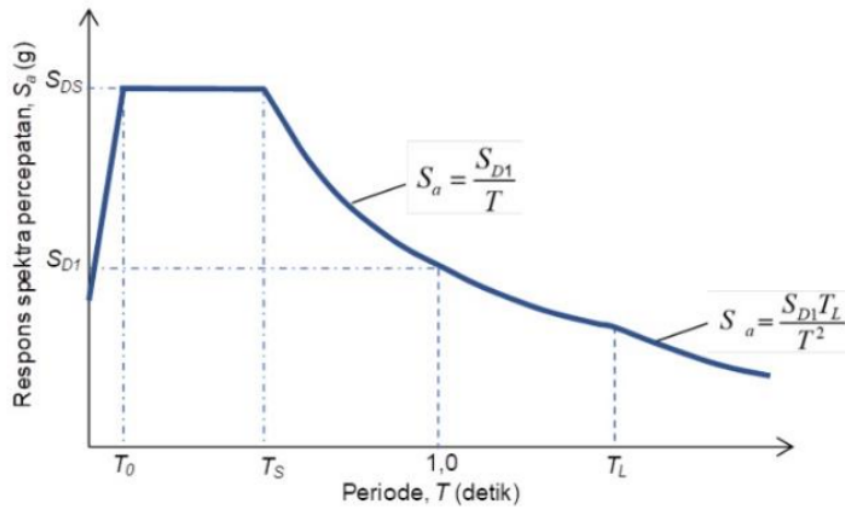
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

T = Periode getas fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2,8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2,9)$$

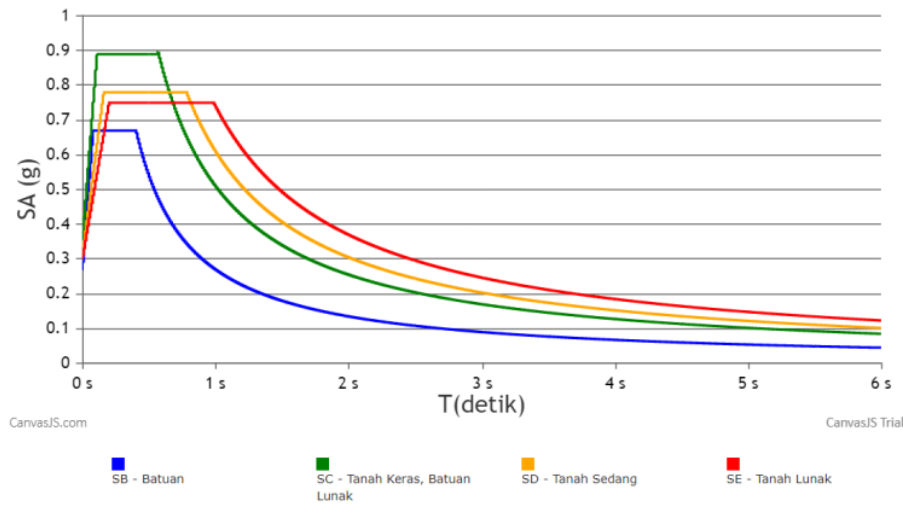
T_L = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Spektrum Respons Desain

Kurva spektrum respons desain dapat ditemukan melalui link <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> kurva ini menggambarkan fungsi dari percepatan respons spektrum (S) terhadap periodenya (T). Dapat dilihat pada Gambar 2.5 grafik respon spektra yang berlokasi di Yogyakarta.

Spektrum Respon Desain



Kelas	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SB	0.08	0.40	0.67	0.27
SC	0.11	0.57	0.89	0.51
SD	0.16	0.78	0.78	0.61
SE	0.20	0.99	0.75	0.74

Kelas **Jenis Input:**

Rentang T(s) Value: 6

PGA MCEG (g) bedrock

SS MCEr (g) bedrock

S1 MCEr (g) bedrock

TL Detik

Lintang:

Bujur:

Gambar 2.5 Grafik Respon Spektra Lokasi Yogyakarta

2.3. Beton Bertulang

Berdasarkan SNI 2847-2019, beton adalah campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (*admixture*). Peningkatan kekuatan beton sebesar 16% pada umur 1 hari, 40% pada umur 3 hari, 65% pada umur 7 hari, 90% pada umur 14 hari, dan akan mencapai 99% kekuatan pada umur 28 hari. Karena kekuatan beton 99% pada umur 28 hari, hasil ini sangat mendekati kekuatan akhir yang dapat dicapai sebenarnya dalam waktu 1 atau 2 tahun kemudian, sehingga pengujian kuat tekan beton dapat dilakukan hanya dalam umur 28 hari.

Sifat utama dari beton, yaitu sangat kuat terhadap beban tekan, tetapi juga bersifat getas/mudah patah atau rusak terhadap beban tarik. Sedangkan sifat utama besi tulangan, yaitu kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Dari sifat utama tersebut, maka jika kedua bahan (beton dan besi bertulang) dipadukan menjadi satu-kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beton bertulang memiliki keuntungan dan kerugian seperti pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Keuntungan dan Kerugian Beton Bertulang

Kelebihan	Kekurangan
<ul style="list-style-type: none">- Dapat dengan mudah dibentuk sesuai dengan kebutuhan konstruksi.- Mampu memikul beban yang berat.- Tahan terhadap gempa dan temperatur yang tinggi.- Biaya pemeliharaan yang kecil.- Ukuran lebih kecil jika dibandingkan dengan beton tak bertulang atau pasangan batu.- Sebagai lantai dasar/pondasi pada tanah yang jelek/lembek sangat baik.- Menyerap/menginstolir suara.	<ul style="list-style-type: none">- Bentuk yang telah dibuat sulit diubah.- Pelaksanaan pekerjaan membutuhkan ketelitian yang tinggi.- Tidak dapat dibongkar pasang /dipindahkan.- Berat konstruksi besar jika dibandingkan dengan konstruksi kayu/baja.- Bongkaran tidak dapat dipakai kembali.

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen

Menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc dalam tugas akhir Jose Manuel Freitas Belo (2015) menyatakan bahwa perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa menggunakan sistem rangka pemikul momen adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan *joint-joint*nya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial.

Ciri-ciri SRPM adalah beban lateral khususnya gempa, ditransfer melalui mekanisme lentur antara balok dan kolom, jadi peranan sambungan balok-kolom sangat penting. SRPM dibagi menjadi tiga tingkatan, yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), untuk daerah yang berada di wilayah gempa kecil dengan kategori disain seismik (KDS) A dan B.
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), untuk daerah yang berada di wilayah gempa sedang dengan kategori disain seismik (KDS) A, B dan C.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), untuk daerah yang berada di wilayah gempa tinggi dengan kategori disain seismik (KDS) A, B, C, D, E, dan F.

Sistem Rangka Pemikul Khusus (SRPMK) adalah desain struktur beton bertulang dengan pendetailan yang menghasilkan struktur yang fleksibel (memiliki daktilitas yang tinggi), yaitu mampu mengalami siklus respon inelastik pada saat menerima beban gempa rencana.

Pemilihan metode pada perencanaan SRPMK ini memiliki keuntungan yaitu tidak memerlukan dinding geser (*shearwall*), ataupun breasing vertikal maupun diagonal, banyaknya sendi plastis yang memiliki kapasitas yang besar untuk memancarkan gaya gempa. SRPMK berfungsi mengontrol kelelahan yang terjadi di bagian struktur yang direncanakan mengalami kondisi leleh. Jika balok terkena momen akibat gaya gravitasi relatif lebih kecil dari akibat momen gaya gempa, maka kelelahan pada balok akan terjadi di tepi-tepi balok dekat kolom. Hal ini mengalami siklus dari momen negatif dan momen positif saat struktur bergerak ke arah kanan- kiri.

Sebaliknya, jika momen akibat gaya gravitasi relatif lebih besar dari momen akibat gaya gempa, sendi plastis akan berpindah agak di tengah balok. Saat berkebalikan, sendi plastis akan berpindah ke sisi lainnya, namun bila tidak sampai ditepi balok. Hal ini membuat sendi plastis tidak mengalami momen yang berkebalikan sehingga menyebabkan deformasi yang

terus bertambah. Perilaku ini dapat dihindari bila momen akibat gaya gempa lebih besar dari momen akibat gaya gravitasi. Untuk membentuk sendi plastis tersebut adalah dengan cara memperlemah bagian balok (*Strong Column Weak Beam*), sendi plastis dipasang pada lokasi tertentu dalam bentangan balok dan kolom agar dapat berperilaku duktail. Sendi plastis dipasang sesuai ketentuan sebagai berikut:

1. Sendi plastis balok dipasang pada ujung kanan dan ujung kiri dengan jarak $2h$ dari tepi kolom dengan h adalah tinggi penampang balok.
2. Sendi plastis kolom dipasang pada ujung-ujung kolom atas dan bawah. Sendi plastis kolom dipasang pada jarak l_o dari muka joint dengan ketentuan sebagai berikut:

$$l_o \geq 1/6 \text{ dari tinggi bersih kolom}$$

$$l_o \geq \text{dimensi terbesar penampang kolom}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

Struktur SRPMK diharapkan memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, yaitu mampu menerima mengalami siklus respon inelastic pada saat menerima beban gempa rencana. Pendetailan dalam ketentuan SRPMK adalah untuk memastikan bahwa respon inelastis dari struktur bersifat duktail. Prinsip ini terdiri dari 3 :

1. Strong-Column/weak beam
2. Menghindari kegagalan geser pada balok, kolom dan joint
3. Pendetailan yang memungkinkan perilaku duktail

2.5. Analisa Beban Lateral Rencana

Analisa beban lateral rencana sesuai dengan SNI 1726-2019 yang mengatur tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Ada beberapa hal yang menjadi perhatian, yaitu faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan dan kategori desain seismik.

2.5.1. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung sesuai dengan Tabel 2.5 yaitu pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut Tabel 2.5. Struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur

bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III
<p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

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

Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2

2.5.2. Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti SNI 1726-2019 pasal 6.5. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_I , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek

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

Sumber: SNI 1726-2019 pasal 6.5

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{Ds} dan S_{D1} .

Tabel 2.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik

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

Sumber: SNI 1726-2019 pasal 6.5

- **Penetapan (KDS) Kategori Desain Seismik Struktur**

Perencanaan struktur bangunan harus menetapkan kategori desain seismik sesuai dengan lokasi perencanaan pembangunan struktur. Saat menetapkan kategori harus sesuai dengan SNI 2847-2019 yang merujuk pada SNI 1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Struktur yang memiliki kategori desain seismik D, E atau F harus memenuhi pasal 18.2.2 hingga 18.2.8 dan 18.12 hingga 18.14.

- **Beton dan Tulangan pada Rangka Momen Khusus**

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.2.5 dan 18.2.6. kekuatan tekan maksimum yang disyaratkan untuk beton ringan dapat digunakan dalam perhitungan desain

struktural dibatasi hingga 35 MPa. Penggunaan tulangan longitudinal dengan kekuatan yang jauh lebih tinggi dari yang diasumsikan dalam desain akan menyebabkan tegangan geser dan lekatan yang tinggi pada saat momen leleh terjadi. Oleh karena itu, batas atas terletak pada kekuatan leleh aktual dari baja tulangan paduan-rendah (*low-alloy*) termasuk didalamnya Mutu 420 dan Mutu 550.

2.6. Konsep Desain

Pokok-pokok pedoman atau persyaratan umum analisa dan desain bangunan yang terkena beban gempa harus sesuai dengan SNI terbaru, sebagai berikut:

1. Mutu Bahan

Kuat tekan beton (f_c') sesuai SNI-2847-2013 pasal 21.1.4.2 bahwa kuat tekan beton yang dipakai tidak boleh kurang dari 20 MPa. Kuat tekan 20 MPa atau lebih dipandang menjamin kualitas beton. Untuk perencanaan gedung ini digunakan kuat tekan beton (f_c') sebesar 35 MPa.

2. Kategori Desain Seismik

Kategori untuk perencanaan gedung ini memakai kategori D dalam SNI 1726-2019 bisa disebut dalam gempa Resiko Gempa Tinggi.

3. Ketentuan Umum Syarat Pendetailan

Untuk daerah dengan kategori desain D, E dan F dalam SNI 1726-2012 peraturan yang berlaku selain SNI 2847 pasal 3 s/d 20 ditambah pasal 23.2 s/d 23.8 yang merupakan pendetailan khusus untuk sistem penahan gempa.

4. Jenis Tanah Setempat

Menurut data tanah yang terlampir Kategori Gedung menurut SNI 1726-2019 tabel 3, gedung ini termasuk "Gedung Apartemen/rumah susun" dengan Faktor Keutamaan (II) 1,0.

5. Konfigurasi Struktur Gedung

Untuk gedung yang tidak beraturan (tonjolan di luar gedung utama lebih dari 25%) yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.2. Untuk analisa gempa yang digunakan yaitu Analisa Statik Ekuivalen diatur dalam SNI 1726-2012 pasal 6.

6. Sistem Struktur

Karena perancangan gedung ini pada kategori D, maka perhitungan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan harus memenuhi persyaratan desain pada SNI-2847-2019 pasal 18.2.3. hingga 18.2.8, 18.6 dan 18.8.

Tabel 2.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya sesismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisiensi modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n (m)^d$				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^e	E^e	F^f
Sistem rangka pemikul momen								
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726-2019, Tabel 12

Catatan: TB = Tidak dibatasi TI = Tidak diizinkan

7. Eksentrisitas Rencana (e_d)

Eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat dihitung menurut SNI 1726 Ps 5.4.3. dimana pusat massa gedung ini adalah gaya gempa dinamik (pengaruh gempa yang sesungguhnya di tiap joint-joint akibat gerakan tanah), sedangkan pusat rotasi adalah titik pada lantai yang ditinjau yang bila suatu beban horizontal bekerja padanya, lantai tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertransasi.

8. Syarat Kekakuan Komponen Struktur (Syarat Permodelan)

Suatu struktur harus memiliki kekakuan yang cukup sehingga pergerakannya dapat dibatasi. Kekakuan struktur dapat diukur dari besarnya simpangan antar lantai, kekakuan bahan dipengaruhi oleh modulus elastisitas bahan dan ukuran elemen struktur. Dan modulus elastisitas berbanding lurus dengan kekuatan bahan, maka semakin kuat bahan maka bahan tersebut juga semakin kaku.

9. Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama (kritis) harus dianggap 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

10. Integritas Struktur

a. Komponen Lentur

Komponen lentur SRPMK di atur dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.6.

b. Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial

Komponen terkena beban lentur dan aksial SRPMK diatur dalam SNI 2847-2019 pasal 18.7

c. Hubungan Balok Kolom (HBK)

Syarat pendetailan HBK di atur dalam SNI 2847-2019 pasal 18.8

d. Kuat Geser

Untuk komponen lentur gaya geser rencana diatur dalam SNI 2847-2019 pasal 18.8

2.7. Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Sistem Perencanaan struktur gedung tahan gempa, sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7 tentang persyaratan desain seismik struktur bangunan gedung adalah sebagai berikut:

1. Struktur atas dan struktur bawah

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1, struktur bangunan gedung terdiri dari struktur atas dan bawah. Struktur atas adalah bagian dari suatu bangunan gedung yang berada di atas muka tanah. Struktur bawah adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang terletak di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur basemen, dan/atau struktur pondasinya.

2. Persyaratan dasar

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.1, struktur bangunan gedung harus memiliki sistem pemikul gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah seismik desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan perlu.

3. Desain komponen struktur, desain sambungan, dan batasan deformasi

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.2, komponen struktur individu termasuk yang bukan merupakan bagian sistem pemikul gaya seismik, harus disediakan dengan

kekuatan yang cukup untuk menahan geser, gaya aksial, dan momen. Deformasi struktur tidak boleh melebihi batasan yang ditetapkan pada saat struktur tersebut dikenai gaya seismik desain.

4. Lintasan beban dan keterhubungan yang menerus

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.3, semua bagian struktur antara sambungan pemisah harus terhubung untuk membentuk lintasan menerus ke sistem pemikul gaya seismik, dan sambungan harus mampu menyalurkan gaya seismik (F_p) yang ditimbulkan oleh bagian-bagian yang terhubung. Gaya desain sambungan tidak perlu melebihi gaya maksimum yang dapat disalurkan oleh sistem struktur ke sambungan.

5. Sambungan ke tumpuan

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.4, sambungan positif untuk menahan gaya horizontal yang bekerja parallel terhadap komponen struktur harus disediakan untuk setiap balok, girder, atau rangka batang, baik secara langsung ke elemen tumpuannya, atau ke pelat yang didesain sebagai diafragma. Sambungan harus mempunyai kekuatan desain minimum sebesar 5% dari total reaksi beban mati dan beban hidup.

6. Desain fondasi

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.5, fondasi harus didesain untuk menahan gaya yang dihasilkan dan mengakomodasi pergerakan yang disalurkan ke struktur dan fondasi oleh gerak tanah seismik desain. Sifat dinamik gaya, gerak tanah yang diperkirakan, dasar desain untuk kekuatan dan kapasitas disipasi energi struktur, serta sifat dinamik tanah harus disertakan penentuan kriteria desain fondasi. Beban mati diizinkan untuk menyertakan material timbunan dan perkerasan di atas fondasi. Sistem fondasi tidak boleh gagal terlebih dahulu daripada struktur atas.

7. Persyaratan desain dan pendetailan material

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.1.6, elemen struktur termasuk elemen fondasi harus memenuhi persyaratan desain dan pendetailan material.

2.8. Pemilihan Sistem Struktur

Sistem dasar pemikul gaya seismic lateral dan vertikal harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan oleh faktor R , C_d , dan Ω_0 atau kombinasi sistem seperti dalam pasal 7.2.2, 7.2.3, dan 7.2.4 pada SNI 1726-2019. Masing-masing sistem terbagi berdasarkan tipe elemen vertikal pemikul gaya seismic lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur, h_n . Koefisien modifikasi respons R , faktor kuat lebih sistem, Ω_0 , dan faktor pembesaran simpangan lateral, C_d , yang harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain.

Setiap sistem pemikul gaya seismic yang dipilih harus didesain dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus untuk sistem tersebut sebagaimana ditetapkan dalam dokumen acuan yang berlaku seperti terdaftar dalam Tabel 12 pada pasal 7.2.2 SNI 1726-2019.

2.8.1. Prosedur Analisis

Analisis struktur yang disyaratkan oleh SNI 1726-2019 harus terdiri dari salah satu tipe yang diizinkan pada Tabel 2.10 dibawah ini.

Tabel 2.10 Prosedur Analisis Yang Digunakan

Kategori desain seismik	karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 0	Analisis spektrum respons ragam pasal 0	Analisis respons riwayat waktu seismik pasal 0
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggian tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidak beraturan horizontal tipe 2,3,4, atau 5 atau ketidak beraturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Sumber: SNI 1726-2019 hal 68

Catatan: I: Diizinkan, TI: Tidak Diizinkan

2.8.2. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental struktur, T yang dimaksud adalah lamanya getaran gedung saat terjadi gempa di arah horizontal. Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \dots \dots \dots (2,10)$$

Keterangan:

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

h_n = Ketinggian struktur (m)

C_t dan x = Parameter periode pendekatan yang ditentukan pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

Sumber: SNI 1726-2019 pasal 7.8.2.1

2.8.3. Distribusi Gaya Gempa

Setelah menentukan periode fundamental pendekatan dari struktur bangunan, berikutnya menghitung distribusi gaya gempa yang berdasarkan beban geser dasar seismik yang terbagi disepanjang tinggi struktur gedung yang akan direncanakan.

$$V = C_s W \dots \dots \dots (2,11)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2,12)$$

(SNI 1726-2019 pasal 7.8.1)

Keterangan:

V = beban geser dasar seismik

C_s = koefisien respon seismik

I_e = faktor keutamaan gempa

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain periode pendek

W = berat total gedung

R = koefisien modifikasi respon

Beban geser dasar seismik dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi gaya gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pusat massa lantai tingkat ke- i pada persamaan:

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i^k}{\sum W \cdot Z^k} \cdot V \dots \dots \dots (2,13)$$

Keterangan:

F_i = beban gaya gempa nominal statik ekuivalen.

W_i = berat lantai i , dan beban hidup yang sesuai.

Z_i = Elevasi pada lantai tingkat i , dapat diukur dari taraf penjepit lateral.

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur, $T_a \leq 0,5$ maka $k=1$ jika

$T_a \geq 0,5$ maka $k=2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

2.8.4. Simpangan Horizontal Struktur

Gaya gempa yang bekerja pada sepanjang tinggi struktur bangunan mengakibatkan struktur mengalami simpangan ke arah horizontal, untuk besarnya simpangan horizontal sendiri perlu dihitung untuk menentukan periode alami fundamental struktur.

2.8.5. Periode Alami Fundamental Struktur

Akibat gaya gempa terjadi disepanjang tinggi suatu bangunan, jadi struktur bangunan akan mengalami simpangan kearah horizontal. Besar nilai simpangan arah horizontal juga

perlu diperhitungkan untuk menentukan periode alami fundamental dari komponen strukturnya. Durasi getar digunakan disetiap arah dari bangunan, dihitung berdasarkan besarnya arah simpangan horisontal yang terjadi di suatu struktur bangunan akibat gaya gempa horisontal.

Simpangan horisontal dari suatu struktur bangunan dapat dihitung menurut analisis struktur secara manual, atau menggunakan program bantu struktur computer. Durasi getar alami fundamental (T_R) dari struktur suatu gedung beraturan dalam arah tiap sumbu utama dapat ditentukan menggunakan rumus Rayleigh sebagai berikut:

$$T_R = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \dots\dots\dots(2,14)$$

Keterangan:

W_i = berat lantai ke-I

d_i = simpangan horisontal lantai ke-I

F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen pada lantai ke-I

g = percepatan gravitasi (9810 mm/det²)

n = nomor lantai

Jika periode fundamental pendekatan T_a pada struktur gedung untuk menentukan percepatan respon spektra desain tiap 1 detik, S_{DI} nilainya tidak boleh melebihi 3,5 nilai yang dihitung menurut T_R diatas.

2.8.6. Batas Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan antar gedung.

Simpangan antar tingkat desain (Δ) seperti ditentukan dalam pasal 7.12.11 tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) seperti didapatkan dari Tabel 2.12 untuk semua tingkat.

Tabel 2.12 Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Sumber: SNI 1726-2019 pasal 7.12.1

Catatan:

- ⁴ h_{sx} adalah tinggi tingkat dibawah tingkat-x
- Untuk sistem pemikul gaya seismic yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismic D, E, dan F, simpangan antar tingkat izin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1
- Tidak boleh ada batasan simpangan antar tingkat untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, praktisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat. Persyaratan pemisah struktur dalam pasal 7.12.3 tidak diabaikan
- Struktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen di antara dinding geser atau yang biasa disebut kopel dapat diabaikan.

2.9. Pembebanan

Perencanaan struktur harus dapat menyalurkan beban-bebannya menuju ke pondasi dengan baik tanpa keruntuhan, untuk beban-beban yang bekerja pada sebuah bangunan antara lain beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa seperti yang dijelaskan pada SNI 1727-2020. Terdapat beberapa jenis beban yang harus ditinjau yaitu:

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding praktisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta

peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Untuk melihat besarnya beban mati pada gedung dapat dilihat pada SNI 1727-2020.

2. Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Untuk melihat besarnya beban hidup pada gedung dapat dilihat pada SNI 1727-2020 pasal 4.

3. Beban Gempa

Beban yang terjadi akibat pergerakan tanah yang disebabkan karena aktivitas gempa tektonik atau vulkanik, beban gempa yang terjadi pada gedung akan dihitung sebagai beban statik ekuivalen, perencanaan beban gempa yang terjadi menggunakan SNI 1726-2019.

2.9.1. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus didesain sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai dibawah, pengaruh adanya satu atau lebih beban yang tidak bekerja harus ditinjau. Pengaruh yang paling menentukan dari beban-beban angin dan seismik harus ditinjau, tetapi kedua beban tersebut tidak perlu ditinjau secara simultan. Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.2.2.1 berikut adalah kombinasi pembebanan dasar:

1. Kombinasi 1: $1,4D$
2. Kombinasi 2: $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3. Kombinasi 3: $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. Kombinasi 4: $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
5. Kombinasi 5: $0,9D + 1,0W$

Tidak termasuk faktor beban untuk L pada kombinasi 3 dan 4 yang telah diizinkan mengambil sama dengan 0,5 untuk semua fungsi ruang apabila beban hidup desain tak tereduksi (L_o) dalam SNI 1727, lebih kecil atau sama dengan 4,78 kN/m², tidak termasuk garasi atau ruang pertemuan publik.

Bila beban fluida F bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan sesuai nilai faktor beban yang sama dengan faktor beban untuk beban mati D pada kombinasi 1 hingga 4. Jika beban tanah H bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan sebagai berikut:

- a. Bila adanya beban H dapat memperkuat pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H sesuai faktor beban = 1,6;
- b. Bila adanya beban H dapat memberi perlawanan terhadap pengaruh variabel beban utama, maka perhitungkan pengaruh H sesuai faktor beban = 0,9 (jika bebannya bersifat permanen) atau dengan faktor beban = 0 (untuk kondisi lainnya).

2.10. Komponen Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan komponen struktur yang dirancang hanya untuk menerima beban gravitasi saja dan tidak dirancang untuk menerima gaya lateral gempa, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer (Brawijaya & Soerjandani, 2022). Bagian dari struktur sekunder meliputi plat lantai dan atap, tangga, dan balok penggantung lift.

2.10.1. Pelat

Pelat sendiri adalah elemen horizontal pada struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup yang menyalurkan ke rangka vertikal dari struktur, pelat didesain menerima beban lentur saja. Pada SNI 2847-2019 pelat terdapat 2 (dua) yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah memiliki rasio panjang dan lebar lebih dari 2,5 sehingga beban pelat dipikul balok sejajar sedangkan pelat dua arah memiliki rasio panjang dan lebar kurang dari 2,5 sehingga beban pelat dipikul kedalam dua arah oleh empat balok disekeliling pelat.

Untuk memenuhi syarat lendutan, maka tebal plat harus memenuhi peraturan SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2 yaitu:

Untuk $0,2 < a_{fm} \leq 2,0$ tebal pelat minimum (h) tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (a_{fm} - 0,2)} \dots\dots\dots(2,15)$$

Untuk $a_{fm} > 2,0$ tebal pelat minimum (h) tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (2,16)$$

Dalam segala hal tebal minimum dari pelat tidak boleh kurang dari harga berikut:

- 1) Untuk $a_{fm} \leq 2,0$ 125 mm
- 2) Untuk $a_{fm} > 2,0$ 90 mm

Keterangan:

- h = tebal atau tinggi keseluruhan komponen struktur (mm)
- ℓ_n = panjang bentang bersih yang diukur antar muka tumpuan (mm)
- f_y = kekuatan leleh tulangan yang disyaratkan (MPa)
- β = rasio dimensi panjang terhadap pendek dari pelat 2 arah
- a_{fm} = nilai rata-rata a_f untuk semua balok pada tepi panel
- a_f = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kekuatan lentur lebar pelat yang dibatasi secara lateral oleh garis pusat panel yang disebelahnya (jika ada) pada setiap sisi balok.

$$a_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \dots\dots\dots (2,17)$$

keterangan:

- E_{cb} = modulus elastisitas beton balok (MPa)
- I_b = momen inersia penampang bruto balok terhadap sumbu pusat (mm⁴)
- E_{cs} = modulus elastisitas beton slab (MPa)
- I_s = momen inersia penampang bruto slab terhadap sumbu pusat yang ditentukan untuk menghitung a_f dan β_i (mm⁴)

Dalam perencanaan pembangunan hotel ini pelat lantai dan pelat atap didesain sebagai pelat dua arah, karena pelat ditumpu pada keempat sisinya, sehingga lentur yang terjadi ditopang pada kedua arah dan didesain berdasarkan SNI 2847-2019.

2.10.2. Balok Anak

Komponen balok anak adalah komponen yang berguna mencegah lendutan pada pelat yang diakibatkan oleh luasan pelat yang terlalu besar. Meskipun berukuran lebih kecil daripada balok induk, penggunaan komponen ini sangat vital, khususnya untuk mendukung bentar kerja optimal dari pelat lantai. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak dan semua beban pada pelat. Distribusi beban pada balok pendukung dapat dianggap sebagai beban segitiga pada jalur pendek serta beban trapesium pada lajur panjang.

Untuk memudahkan perhitungan, beban trapesium dan beban segitiga diubah menjadi beban merata ekuivalen (q_c), sebagai berikut:

Ø Beban trapesium diubah menjadi beban merata ekuivalen,

$$q_{ek} = \frac{1}{2} q \cdot \left(\frac{l_x}{l_y^2} \right) \cdot (l_y^2 - \frac{1}{3} l_x^2) \dots \dots \dots (2,18)$$

Ø Beban segitiga diubah menjadi beban merata ekuivalen,

$$q_e = \frac{1}{3} q \cdot i_x \dots \dots \dots (2,19)$$

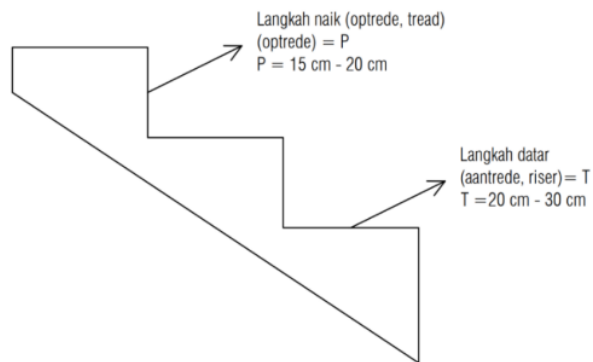
Catatan: l_x dan l_y adalah panjang bentang untuk segmen pelat

2.10.3. Tangga

Tangga merupakan salah satu bagian supplement dari bangunan yang berfungsi sebagai penghubung antar lantai pada bangunan bertingkat. Kenyamanan sebuah tangga harus memenuhi syarat-syarat teknis seperti pada Gambar 2.7, sebagai berikut:

1. Panjang pijakan datar (riser atau aantrede) berkisar antara 20 cm sampai dengan 30 cm, supaya langkahnya sesuai.
2. Tinggi pijakan (optrede) berkisar antara 15 cm sampai dengan 20 cm, supaya tidak terlalu tinggi mengangkat kaki terutama bagi anak-anak dan orang tua.

3. Sudut kemiringan tangga berkisar 25 - 40 derajat, jika terlalu curam dapat mengganggu kenyamanan pengguna, seperti cepat lelah saat menaiki lantai berikutnya.



Gambar 2.7 Syarat Teknis Perencanaan Tangga

Supaya berjalan dengan nyaman, maka harus dipenuhi syarat dua langkah ditambah panjang kaki rata = $2T + P$ antara 58 cm sampai dengan 68 cm. Dalam pengukuran tersebut dapat didasarkan pada ukuran sebenarnya dari kaki dan langkah orang yang menggunakan. Selama perencanaan dilakukan harus diperhatikan bahwa jika, terlalu curam untuk dinaiki sekaligus, maka kita dapat mengimbangi dengan menyediakan bordes (lantai istirahat).

2.10.4. Perencanaan Balok Penggantung Lift

Lift adalah angkutan transportasi vertikal yang digunakan untuk mengangkut orang atau barang. Pengaturan tata lift dapat dilihat dari setiap zona lift dapat melayani 10 – 15 lantai, dan pada zona ke 4 merupakan batas maksimum. Jika memerlukan zona lift lebih dari empat, maka harus menggunakan *sky lobby* (minimum dua lantai). Perencanaan yang dilakukan meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin penggantung lift (Zayadi, Cahyono & Masyudi, 2016).

1. Beban yang bekerja pada balok penumpang.

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat beban bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejutan beban oleh keran.

SNI 03-1727-1989 pasal 2.1.2 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang

diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau.

2.11. Komponen Struktur Primer

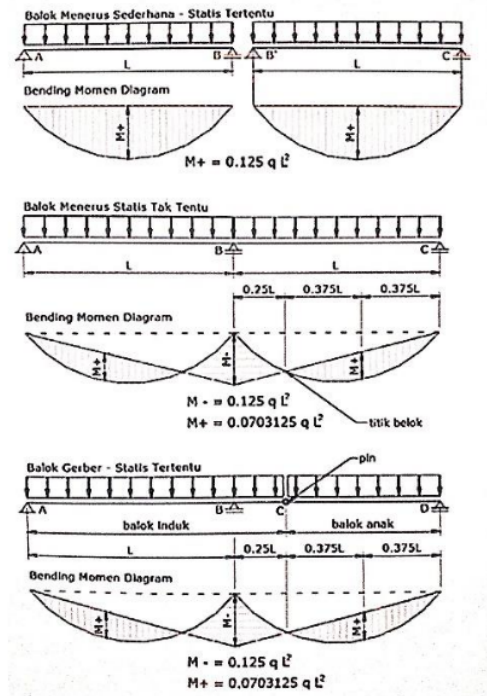
Struktur primer berperan sangat penting dalam memikul beban-beban yang terjadi, baik beban sendiri maupun beban dari luar seperti beban gempa. Komponen yang terdapat dalam struktur primer adalah balok induk dan kolom. Mendesain struktur primer harus didesain dengan baik agar kemungkinan keruntuhan akibat beban gempa dapat diperkecil (Brawijaya & Soerjandani, 2022). Dibawah ini akan diuraikan syarat-syarat pendetailan dan ketentuan untuk sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

2.11.1. Balok Induk

Komponen balok atau struktur lentur harus memenuhi persyaratan pada SNI 2847-2019 pasal 18.6 supaya penampangnya terbukti bekerja dengan baik. Tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien untuk mentransfer momen ke kolom sesuai dengan pasal 18.7. Akan tetapi jika ada kolom yang terkena momen dan terkena beban aksial terfaktor $< Ag \cdot F_c/10$ boleh didisain sebagai komponen lentur.

Balok induk merupakan penyangga struktur utama pada bangunan yang secara fisik mengikat kolom-kolom utama bangunan secara rigid. Seluruh gaya-gaya yang bekerja pada balok ini akhirnya didistribusikan ke pondasi melalui kolom bangunan.

Pada dasarnya balok dirancang untuk menahan beban lentur saja, tidak semua bidang komponen lentur harus sama dengan bidang lainnya, hal ini disebabkan beban komponen lentur, dimana luas $1/4L$ pada balok terjadi momen negatif dan pada daerah lapangan terjadi momen positif. Reaksi pada pemasangan tulangan lentur pada daerah lentur ini berbeda pada daerah dengan momen positif dan daerah dengan momen negatif.



Gambar 2.8 Momen yang terjadi pada balok akibat pembebanan

Dengan adanya momen seperti pada Gambar 2.8 yang terjadi pada balok maka kita dapat menganalisa daerah pada beton yang menerima gaya tekan dan mana yang menerima gaya tarik. Sehingga kita sebagai perencana tidak salah mengasumsikan yang akhirnya terjadi salah pemasangan penulangan.

Perencanaan pembangunan gedung hotel ini menggunakan balok beton bertulang rangkap. Balok tulangan rangkap adalah balok beton bertulang yang menggunakan baja tulangan pada bagian penampang yang menerima gaya tarik dan tekan. Keberadaan tulangan tekan dalam kasus ini adalah untuk membebaskan beton dari tekanan yang berlangsung secara terus menerus.

2.11.2. Kolom

Kolom adalah elemen struktur yang menerima kombinasi beban axial dan lentur (momen) harus memenuhi persyaratan pada SNI 2847-2019 pasal 18.7. Beban axial yang terjadi berupa tekan, meskipun pada beberapa kasus, kolom bisa menerima beban axial tarik dan umumnya terletak vertikal pada bangunan. Biasanya kolom menerima beban momen

baik pada satu atau kedua sumbu pada potongan melintang dan momen ini dapat menghasilkan tegangan tarik pada sebagian potongan melintang tersebut.

Fungsi kolom sangat penting bagi struktur gedung, yang apabila terjadi kegagalan pada kolom maka gedung akan runtuh, sedangkan bila kegagalan hanya terjadi pada balok maka gedung belum tentu runtuh. Berdasarkan prinsip “*Capacity Design*” dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok.

Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari pada balok-balok disuatu hubungan balok kolom (HBK). Kuat lentur kolom dihitung dari beban aksial terfaktor, konsisten dengan arah beban lateral, yang memberikan kuat lentur yang paling rendah. Untuk wilayah gempa (WG) zona 5 dan 6, ratio tulangan dikurangi dari 8% menjadi 6% untuk menghindari kongesti tulangan, sehingga mengurangi hasil pengecoran yang kurang baik. Ini juga untuk menghindari terjadinya tekanan geser besar dikolom. Biasanya, pemakaian ratio tulangan yang lebih besar dari 4% dianggap tidak praktis dan tidak ekonomis.

2.11.3. Komponen SRPMK yang dikenai Beban Lentur

Persyaratan ini mengacu pada SNI 2847-2019 pasal 18.6. Persyaratan komponen SRPMK yang dikenai beban lentur ini meliputi:

1. Pasal 18.6.2.1
 - a. Bentang bersih $\ell_n \geq 4x$ tinggi efektif
 - b. Lebar komponen $b_w > 0,3h$ dan $b_w \geq 250$ mm
 - c. Diberi jarak = lebar penumpu c_2 atau $0,75 \times$ keseluruhan struktur penumpu c_1 (dimensi kolom terbesar) ditambah jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan atau lebih kecil dari:
 - i. Lebar komponen struktur penumpu c_2
 - ii. $0,75 \times$ dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu c_1
2. Pasal 18.6.3.1
 - a. Luas tulangan tidak boleh kurang dari:
$$\frac{b_w \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d \text{ dan } \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d$$
 - b. Syarat batas rasio penulangan $p < 0,025$
 - c. Paling sedikit harus disediakan 2 tulangan menerus sisi atas dan bawah

3. Pasal 18.6.3.2
 - a. Momen positif pada muka joint $\geq \frac{1}{2}$ momen negatif pada joint
 - b. Momen negative atau positif $\geq \frac{1}{4}$ momen maksimum pada joint
4. Pasal 18.6.3.3
 - a. Sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika Sengkang pengegang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan.
 - b. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan $< d/4$ dan < 100 mm (tidak boleh melebihi nilai kecil)
 - c. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada lokasi:
 - i. Dalam joint
 - ii. Dalam jarak 2 x tinggi balok dari muka joint
 - iii. Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastis
5. Pasal 18.6.4.1
 - a. Sengkang harus dipasang pada:
 - i. Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung balok
 - ii. Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastis
6. Pasal 18.6.4.4
 - a. Sengkang pengegang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengegang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:
 - i. $d/4$
 - ii. 6 x diameter terkecil batang tulangan lentur utama, tidak termasuk tulangan longitudinal samping yang disyaratkan pasal 9.7.2.3
 - iii. 150 mm

7. Pasal 18.6.4.5⁵
- a. Bila diperlukan sengkang pengekang, sengkang pengekang tersebut harus didesain untuk menahan geser sesuai 18.6.5

8. Pasal 18.6.4.6⁷
- a. Bila sengkang pengekang tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok.

Persyaratan kekuatan geser pada komponen lentur:

1. Gaya geser desain (V_e)

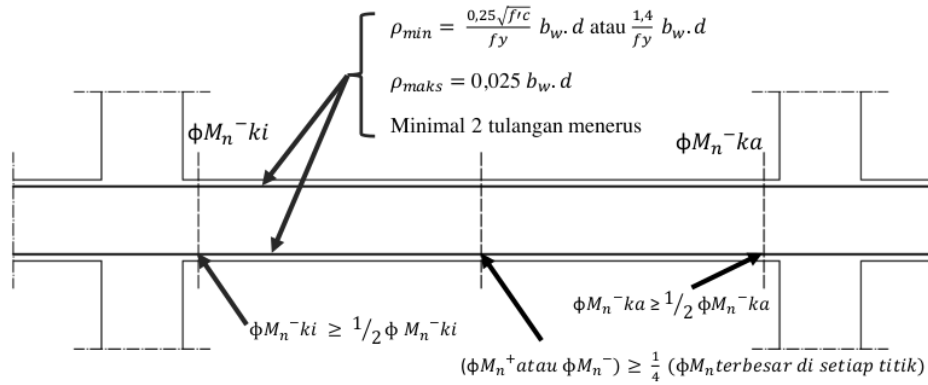
Desain V_e harus dihitung dari tinjauan gaya-gaya pada bagian balok di antara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} , harus diasumsikan bekerja pada muka-muka joint dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya.

2. Tulangan transversal

Tulangan transversal didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c=0$. Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f_c' / 20$

A. Penulangan Lentur

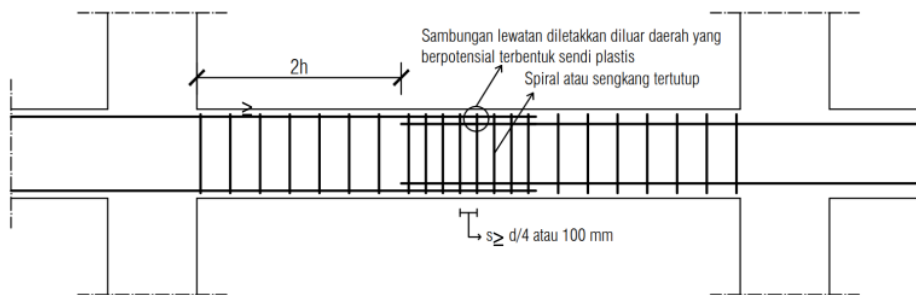
Penulangan untuk komponen lentur yang berada di kategori desain D, E dan F dengan syarat momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktilitas bila terjadi lateral displacemen besar. Persyaratan yang mengharuskan paling sedikit 2 batang tulangan menerus disisi atas maupun bawah balok, dimaksudkan untuk keperluan pelaksanaan. Persyaratan penulangan komponen lentur pada KDS D, E, dan F dapat dilihat pada Gambar 2.9.



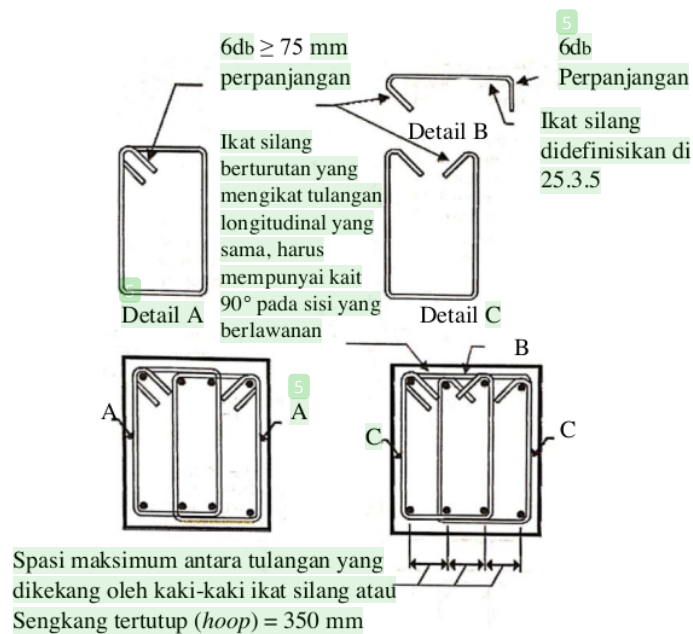
Gambar 2.9 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur pada Kategori Desain D, E, dan F
Sumber: Handout Struktur Beton Lanjutan, Universitas Pembangunan Jaya

B. Sambungan Lewatan (SL) Komponen Lentur

Sambungan lewatan (SL) harus diletakkan diluar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus didisain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dikekang sebaik-baiknya dapat dilihat pada Gambar 2.10. Pada sambungan mekanikal boleh juga dipakai dan harus memenuhi ketentuan SNI 2847-2019 pasal 18.6.3.4.



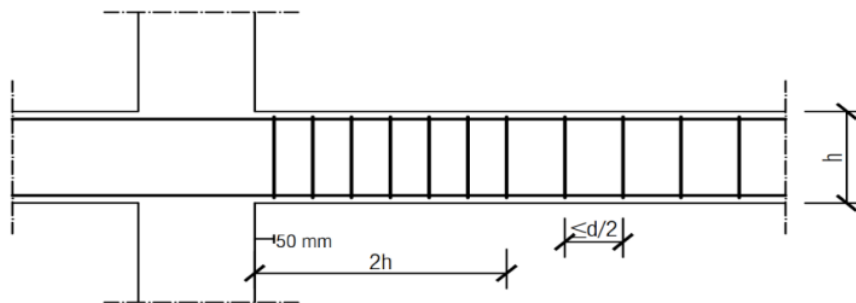
Gambar 2.10 Persyaratan Sambungan Lewatan SRPMK
Sumber: Handout Struktur Beton Lanjutan, Universitas Pembangunan Jaya



Gambar 2.11 Persyaratan Sengkang Tertutup
Sumber: SNI 2847-2019 pasal 18.6.4

C. Tulangan Pengekang Komponen Lentur

Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada diujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitasnya, bila terkena beban bolak-balik. Tulangan transversal perlu dipasang untuk menahan gaya melintang dan menghindarkan tulangan memanjang menekuk. Di wilayah gempa zona 5 dan 6, tulangan transversal tersebut harus terdiri dari hoops seperti pada Gambar 2.12. Sedangkan begel boleh digunakan untuk pengekan wilayah gempa zona 3 dan 5.



Gambar 2.12 Persyaratan Tulangan Transversal
Sumber: Handout Struktur Beton Lanjutan, Universitas Pembangunan Jaya

2.11.4. Komponen SRPMK yang dikenai Beban Lentur dan Aksial

Persyaratan ini mengacu pada SNI 2847-2019 pasal 18.7. Komponen SRPMK yang dikenai beban lentur dan aksial yang membentuk sistem pemikul gaya seismik dan utamanya didesain untuk menahan gaya lentur, geser, dan aksial terfaktor P_u akibat dari segala kombinasi beban. Struktur yang didesain pada sub ini adalah kolom, dengan persyaratan ini meliputi:

1. Pasal 18.7.2.1
 - a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis yang melalui pusat geometri > 300 mm.
 - b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya $b_w/h > 0,4$
2. Pasal 18.7.3.2
 - a. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi:
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$
Dimana, $\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke di dalam *joint*, yang dievakuasi muka-muka *joint*. $\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievakuasi di muka-muka *joint*.
 - b. Kekuatan lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen-momen kolom berlawanan dengan momen-momen balok. Persamaan $\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$ harus dipenuhi untuk momen-momen balok yang bekerja pada kedua arah pada bidang vertikal rangka yang ditinjau.
3. Pasal 18.7.3.3
 - a. Jika persyaratan diatas tidak dipenuhi pada suatu *joint*, kekuatan dan kekuatan lateral kolom yang merangka ke dalam *joint* tersebut harus diabaikan saat menghitung kekuatan dan kekuatan struktur. Kolom-kolom ini harus memenuhi pasal 18.14.
4. Pasal 18.7.4
 - a. Luas tulangan longitudinal $A_{st} > 0,01 A_g$ dan $< 0,06 A_g$
 - b. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.

- c. Sambungan mekanis harus memenuhi 18.2.7 dan sambungan las 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang memenuhi 18.7.5.2 dan 18.7.5.3.

5. Pasal 18.7.5

- a. Tulangan transversal yang diisyaratkan pada pasal 18.7.5.2 hingga 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang ℓ_0 dari masing-masing muka *joint* dan pada kedua sisi seberang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang ℓ_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara:
- Tinggi kolom pada muka *joint* atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
 - $\frac{1}{6}$ tinggi bersih kolom
 - 450 mm
- b. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekang bundar, atau sengkang pengekang persegi, dengan atau tanpa ikat silang. Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar. Ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil dari diameter sengkang pengekang diizinkan sesuai batasan 25.7.2.2. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang. Jika digunakan sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal sesuai 25.7.2.2 dan 25.7.2.3. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan-tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm. Ketika $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekang ataupun oleh kait gempa, dan nilai h_x tidak boleh lebih

dari 200 mm. P_u harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk E .

6. Pasal 18.7.5.3

a. Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari:

- i. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil penampang kolom
- ii. $6x$ diameter longitudinal terkecil
- iii. S_o , yang dihitung dengan $S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$
- iv. Nilai S_o tidak boleh > 150 mm dan tidak perlu < 100 mm.

b. Jumlah tulangan transversal yang diisyaratkan dalam persamaan dibawah ini harus disediakan kecuali bisa jumlah yang diisyaratkan pada pasal 18.7.5.4

i. Luas penampang total sengkang persegi, A_{sh} tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,9 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

c. Panjang ℓ_o yang ditetapkan dalam *point* 1, kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang yang memenuhi pasal 25.7.2. hingga 25.7.4 dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari $6x$ diameter tulangan longitudinal dan 150 mm, kecuali bila jumlah tulangan transversal yang lebih besar diisyaratkan pada pasal 18.7.4.3 atau 18.7.6.

d. Kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku yang tak menerus, seperti dinding. Karena pada pembahasan ini tidak menggunakan dinding kaku jadi syarat dapat diabaikan.

e. Jika tebal selimut beton diluar tulangan transversal pengekang yang ditetapkan berdasarkan persyaratan no 1, 5, dan 6 melebihi 100 mm, maka harus disediakan tulangan transversal tambahan dengan tebal selimut beton tidak melebihi 100 mm dan spasi tidak melebihi 300 mm.

Persyaratan kekuatan geser komponen lentur dan aksial

1. Gaya desain

Gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka *joint* pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya *joint* ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang

mungkin terjadi, M_{pr} , di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada kolom. Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan *joint* berdasarkan M_{pr} balok yang merangka ke *joint*. Nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur.

2. Tulangan Transversal

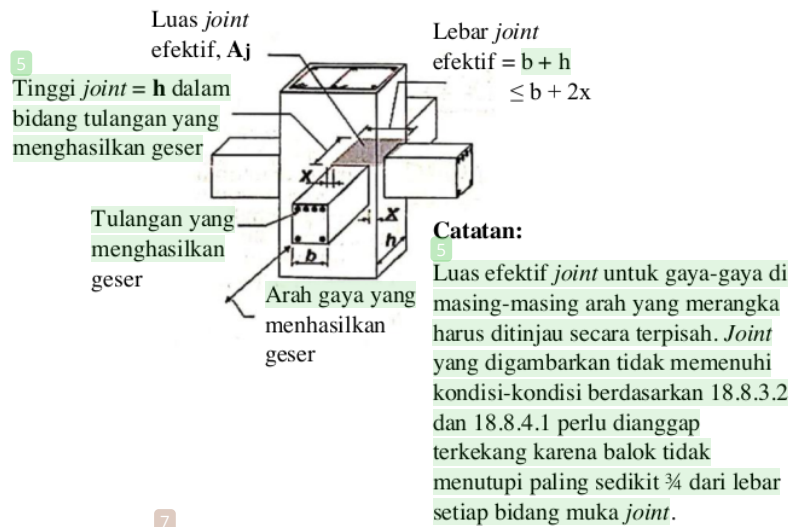
Tulangan transversal sepanjang ℓ_o berdasarkan 18.6.4.1, harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila:

- a. Gaya geser akibat gempa berdasarkan 18.6.5.1 setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang ℓ_o .
- b. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

2.11.5. Hubungan Balok dan Kolom (HBK)

Daerah hubungan balok dan kolom merupakan daerah kritis pada suatu struktur rangka beton bertulang, yang harus didesain secara khusus untuk berdeformasi pada saat terjadi gempa kuat. Integritas menyeluruh SRPMK sangat bergantung terhadap sifat HBK. Penurunan HBK menghasilkan deformasi lateral besar yang bisa menimbulkan keruntuhan geser yang bersifat getas bahkan dapat menyebabkan kerusakan/kehancuran besar yang berlebih bahkan runtuh. Hubungan balok dan kolom adalah tempat bertemunya balok dan kolom yang panjang pengaruh daerah tersebut yaitu sepanjang resiko terjadinya sendi plastis.

Suatu balok yang merangka dalam suatu muka dianggap memberikan pengekangan/kekakuan pada *joint* bila balok tersebut menutupi paling sedikit tiga perempat muka *joint* seperti pada Gambar 2.13. Perpanjangan balok paling sedikit satu kali tinggi balok keseluruhan h melewati muka *joint* diizinkan untuk dianggap mencukupi untuk mengekang muka *joint* tersebut.



7 **Gambar 2.13** Luas Joint Efektif

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal R18.8.4

Luas penampang efektif dalam suatu joint, A_j , harus dihitung dari tinggi joint kali lebar joint efektif. Tinggi joint harus sebesar lebar kolom, h . Lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- a. Lebar balok ditambah tinggi joint
- b. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

8 Menurut SNI 2847-2019 pasal 18.8, persyaratan detailing hubungan balok dan kolom yang meliputi:

1. Pasal 18.8.2
 - a. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka joint harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
 - b. Tulangan longitudinal balok yang dihentikan di dalam suatu kolom harus diteruskan ke muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus disalurkan dalam tarik sesuai 18.8.5 dan dalam tekan sesuai 25.4.9.

- c. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui *joint* balok-kolom, dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2. Pasal 18.8.3

- a. Tulangan transversal *joint* harus memenuhi 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, dan 18.7.5.7, kecuali sebagaimana yang diizinkan 18.8.3.2.
- b. Bila pada keempat sisi *joint* terdapat balok yang merangka kepadanya dan bila lebar dari setiap balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan 18.7.5.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan 18.7.5.3 diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm dalam ketinggian balok h yang terendah yang merangka pada *joint* tersebut.
- c. Tulangan longitudinal balok yang berada di luar inti kolom harus dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom dengan spasi sesuai 18.6.4.4, dan persyaratan 18.6.4.2 dan 18.6.4.3, jika pengekangan tersebut tidak diberikan oleh balok yang merangka ke dalam *joint*.

3. Pasal 18.8.4

- a. Beton berat normal, V_a *joint* tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai:
 - i. Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya

$$1,7\lambda \sqrt{f_c'} A_j$$
 - ii. Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan $1,2 \lambda \sqrt{f_c'} A_j$
 - iii. Untuk kasus-kasus lainnya $1,0 \lambda \sqrt{f_c'} A_j$

4. Pasal 18.8.5

- a. Untuk tulangan D10 hingga D36 yang ujungnya diberi kait standar, panjang penyaluran untuk beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar dari:
 - i. $8d_b$
 - ii. 150 mm
 - iii. Panjang yang diisyaratkan oleh persamaan berikut $l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \lambda \sqrt{f_c'}}$

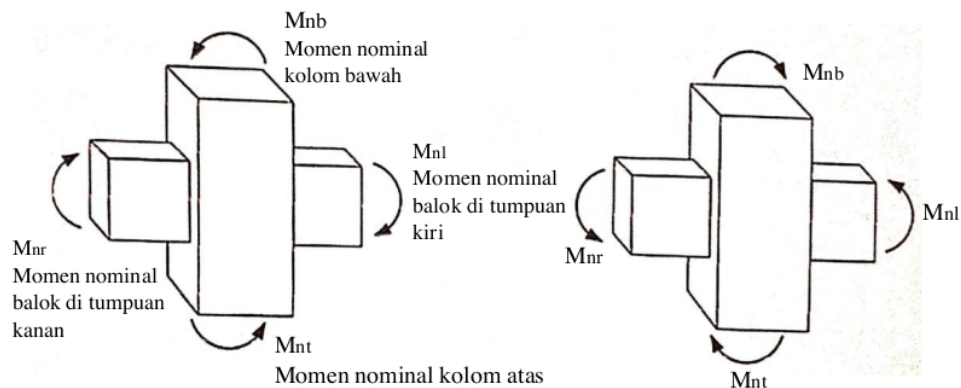
- iv. Kait 90° standar harus ditempatkan dalam inti terkekang kolom atau elemen batas, dengan kait ditekuk ke dalam *joint*
- b. Untuk tulangan D10 hingga D36, panjang penyaluran tulangan tarik ℓ_d untuk tulangan lurus tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara:
 - i. 2,5 kali panjang sesuai 18.8.5.1 bila beton yang dicor di bawah tulangan tersebut tidak melebihi 300 mm
 - ii. 3,25 kali panjang sesuai 18.8.5.1 bila tinggi beton yang dicor bersamaan di bawah batang tulangan melebihi 300 mm.
- c. Tulangan lurus yang berhenti pada joint harus melewati inti terkekang kolom atau elemen batas. Semua bagian ℓ_d yang tidak berada di dalam inti terkekang harus diperpanjang dengan faktor sebesar 1,6 kali.

2.11.6. Strong Column Weak Beam (SCWB)

Konsep perencanaan desain kolom kuat balok lemah atau yang dikenal dengan istilah *Strong Column Weak Beam* (SCWB) yaitu kemampuan kolom harus lebih besar 20% dari balok, supaya kolom tidak mengalami kondisi leleh terlebih dahulu sebelum balok (Huda & Utari, 2021). SCWB adalah salah satu inovasi desain struktur dengan cara membuat sistem struktur yang fleksibel yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa. Konsep ini digunakan untuk memastikan tidak terjadinya sendi plastis pada kolom selama gempa terjadi dan diharapkan kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Konsep mekanis keruntuhan ini disebut mekanisme pergoyangan balok (*beam side sway mechanism*).

Perencanaan hotel Velins di Kota Yogyakarta yang menggunakan beton bertulang sistem rangka pemikul momen khusus mengacu pada peraturan gempa SNI 1726-2019 dan sistem *strong column weak beam* dipilih sebagai alternatif desain untuk memperhitungkan bahwa gedung tersebut juga dapat menerima gaya lateral yang diakibatkan oleh gempa yang dikombinasikan dengan peraturan struktur beton SNI 2847-2019 (Aditya, 2021).

Pada SNI 2847-2019 pasal 18.7.3 membatasi dengan $\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$ yang merupakan batas minimum yang diizinkan. Dimana, $\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka pada suatu hubungan balok kolom sesuai dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan nilai M_n terkecil. Sedangkan $\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka. Dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Sumber: Setiawan, 2016

Gambar 2.14 Konsep *Strong Column Weak Beam (SCWB)*

Untuk perencanaan struktur dengan daktilitasi penuh, dilaksanakan dengan pendetailan khusus sehingga diperoleh kolom lebih kuat dari pada balok (SCWB). Hal ini memberikan keuntungan sebagai berikut:

1. Bahaya kestabilan akibat P-Delta lebih kecil.
2. Sendi plastis didalam balok dapat berfungsi dengan sangat baik yang memungkinkan terjadinya rotasi plastis yang besar.
3. Daktilitasi yang dituntut daripada balok yang menghasilkan daktilitasi struktur sebesar 4x pada umumnya mudah dipenuhi.

Beban bersifat siklis bolak balik, sehingga dapat menyebabkan penampang-penampang ujung balok di daerah sendi plastis mengalami momen positif dan negatif secara bergantian. Hal ini dapat mengakibatkan keretakan pada seluruh penampang beton di daerah sendi plastis, karena baik serat atas maupun bawah penampang pada gilirnya akan mengalami regangan tarik di luar batas kemampuan beton tersebut.

Keadaan balok yang lebih kuat daripada kolomnya akan menyebabkan mekanisme goyangan yang disertai pembentukan sendi-sendi plastis di dalam kolom-kolom struktur bangunan tersebut. pemakaian balok yang kuat pada umumnya hanya dapat diijinkan untuk struktur-struktur rendah karena:

1. Pemancaran energi yang terjadi terpusat di dalam sejumlah kecil kolom-kolom struktur, yang mungkin tidak memiliki cukup daktilisasi karena besarnya gaya-gaya aksial yang bekerja di dalamnya.
2. Daktilisasi yang dituntut dari kolom-kolom untuk mencapai factor daktilisasi $\mu = 5,3$ akan sangat tinggi sehingga sulit untuk dipenuhi. Dari struktur yang ditinjau berupa portal 10 lantai dapat dijelaskan bahwa jika portal direncanakan dengan sistem balok lebih kuat daripada kolom maka apabila struktur terlanda gempa akan terbentuk sendi plastis pada kolom terlebih dahulu daripada baloknya. Terbentuknya sendi plastis yang pertama sampai yang kelima, portal belum mengalami keruntuhan. Sehingga dapat disimpulkan bahwa portal tersebut akan runtuh apabila telah terjadi paling sedikit enam buah sendi plastis pada kolomnya.

2.12. Struktur Pondasi

Sebelum menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka akan dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*).

Daya dukung tanah merupakan salah satu faktor penting dalam perencanaan pondasi beserta struktur di atasnya (Anwar, 2016). Pondasi dapat dihitung berdasarkan nilai CPT dan SPT yang diambil dari data hasil penyelidikan tanah di Yogyakarta. Dari data hasil “*Cone Penetration Test*” (CPT) dipelajari grafik yang menunjukkan besar tekanan tanah pada setiap kedalaman, juga dipelajari grafik hasil “*Standard Penetration Test*” (SPT) yang menunjukkan jumlah tumbukan dan jenis tanah dengan kedalamannya.

Pondasi adalah elemen beton struktural yang meneruskan beban dari struktur di atasnya ke tanah yang memikulnya. Pondasi juga dapat diartikan sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah, dan telapak pondasi berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dasar pondasi harus diletakkan di atas tanah kuat pada kedalaman cukup tertentu, bebas dari lumpur, humus, dan pengaruh perubahan cuaca.

2.12.1. Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang adalah bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan atau baja, yang digunakan untuk mentransmisikan beban-beban permukaan ketinggian permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah. Pondasi tiang pancang memiliki kelebihan antara lain

memiliki umur pondasi yang lebih panjang, mengurangi galian tanah, mampu memadatkan material tanah, serta lebih kuat dan kukuh.

Perencanaan pembangunan gedung hotel ini menggunakan pondasi tiang pancang berbentuk kotak. Pemilihan bentuk kotak pada tiang pancang dengan pertimbangan memiliki kapasitas dukung lebih besar dari pada tiang penampang bulat. Berdasarkan bentuk pemodelan yang memiliki efisiensi sangat kecil adalah model tiang penampang bulat pada tanah lempung, dan yang memiliki efisiensi sangat besar adalah tiang pancang penampang kotak pada tanah lempung (Sumampouw, 2018).

Pada tahapan ini dilakukan perencanaan tiang pancang dan poer yang mampu menahan struktur atas gedung. Daya dukung vertikal tiang dihitung berdasarkan kombinasi tahanan gesekan (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*). Data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Berikut merupakan langkah-langkah perencanaan pondasi tiang pancang berdasarkan hasil uji sondir ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

1. Perhitungan daya dukung sondir

Menentukan panjang ekivalen dari penetrasi tiang:

N rata-rata pada jarak 8D ke atas dari ujung \bar{N}_1

N rata-rata pda jarak 4D dari ujung tiang \bar{N}_2

$$N \text{ rata-rata } \bar{N} = \frac{\bar{N}_1 + \bar{N}_2}{2} \dots\dots\dots(2,20)$$

2. Tahanan Ujung (*End Bearing Pile*)

Tiang pancang berikut dihitung berdasarkan tahanan ujung serta memindahkan beban yang diterima ke lapisan tanah keras yang berada di bawahnya. Persamaan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah terhadap tiang sebagai berikut:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot P}{n_1} \dots\dots\dots(2,21)$$

Keterangan:

Q_{tiang} = daya dukung keseimbangan tiang (kN)

A_{tiang} = Luas permukaan tiang (m)

P = Nilai conus hasil sondir (kN/m)

n1 = 3 (Faktor keamanan).

3. Tahanan Gesekan (*Friction Pile*)

Apabila pemancangan tiang hingga lapisan tanah keras sulit dilaksanakan dikarenakan letaknya yang sangat dalam, dapat dipergunakan tiang pancang dengan daya dukung berdasarkan dengan perletakan antara tiang dengan tanah (*cleef*). Berikut merupakan persamaan daya dukung yang diijinkan terhadap tiang:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{JHP \cdot O}{n2} \dots\dots\dots(2,22)$$

Keterangan:

Qtiang = daya dukung keseimbangan tiang (kN)

JHP = total friction (kN/m)

O = keliling tiang pancang (m)

n2 = 5 (Faktor keamanan).

4. Tahanan Ujung dan Tahanan Gesekan (*End Bearing and Friction Pile*)

Apabila perhitungan tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pelekat, maka persamaan daya dukung yang diijinkan sebagai berikut:

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot P}{n1} + \frac{JHP \cdot O}{n2} \dots\dots\dots(2,23)$$

5. Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut merupakan perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil sondir ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = \frac{40 \cdot A \cdot Ni}{n} \dots\dots\dots(2,24)$$

Keterangan:

Ni = nilai SPT pada kedalaman i (kg/cm²)

A = luas penampang tiang pancang (cm²)

n = angka keamanan (2-3)

6. Merencanakan tiang pancang kelompok

Persyaratan jarak tiang pancang ini (Prahastini, 2010) dapat dilihat sebagai berikut:

$$2,5D \leq S \leq 3D \dots\dots\dots(2,25)$$

Jarak tepi tiang pancang

$$1,5D \leq S \leq 2D \dots\dots\dots(2,26)$$

Keterangan:

S = Jarak antar tiang

D = Diameter tiang

7. Kontrol kebutuhan tiang pancang

$$n = \sum P / P_{ijin} \dots\dots\dots(2,27)$$

p tiang yang diizinkan:

$$P = \frac{\sum p}{n} \pm \frac{My \times X_{maks}}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \times Y_{maks}}{\sum y^2} \dots\dots\dots(2,28)$$

$$P_{maks} = \frac{\sum p}{n} + \frac{My \times X_{maks}}{\sum x^2} + \frac{Mx \times Y_{maks}}{\sum y^2} < P_{ijin} \dots\dots\dots(2,29)$$

$$P_{min} = \frac{\sum p}{n} \pm \frac{My \times X_{maks}}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \times Y_{maks}}{\sum y^2} > 0 \dots\dots\dots(2,30)$$

8. Daya dukung pondasi kelompok:

Berikut merupakan perencanaan daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$Q_{tiang} = \eta \times P_{ijin} \times P_{maks} \dots\dots\dots(2,31)$$

$$9. \text{ Efisiensi } (\eta) = 1 - \left[\arccos \theta \left(\frac{D}{S} \right) \cdot \left(\frac{m(n-1) + n(m-1)}{m.n.90} \right) \right] \dots\dots\dots(2,32)$$

Keterangan:

S = jarak antar tiang pondasi

D = diameter tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

10. Cek kekuatan

$$P_{maks} < (P_{ijin} \times \eta) \dots\dots\dots(2,33)$$

2.12.2. Perencanaan Pile Cap

Dalam merencanakan tebal pile cap, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pilecap yang terjadi.

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.2, kuat geser yang terjadi disumbangkan oleh beton diambil terkecil dari:

$$1. V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(2,34)$$

$$2. V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(2,35)$$

$$3. V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_{sd}}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(2,36)$$

Keterangan:

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom (h/b)

d = tinggi efektif (mm)

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap (mm)

a_s = 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk kolom sudut

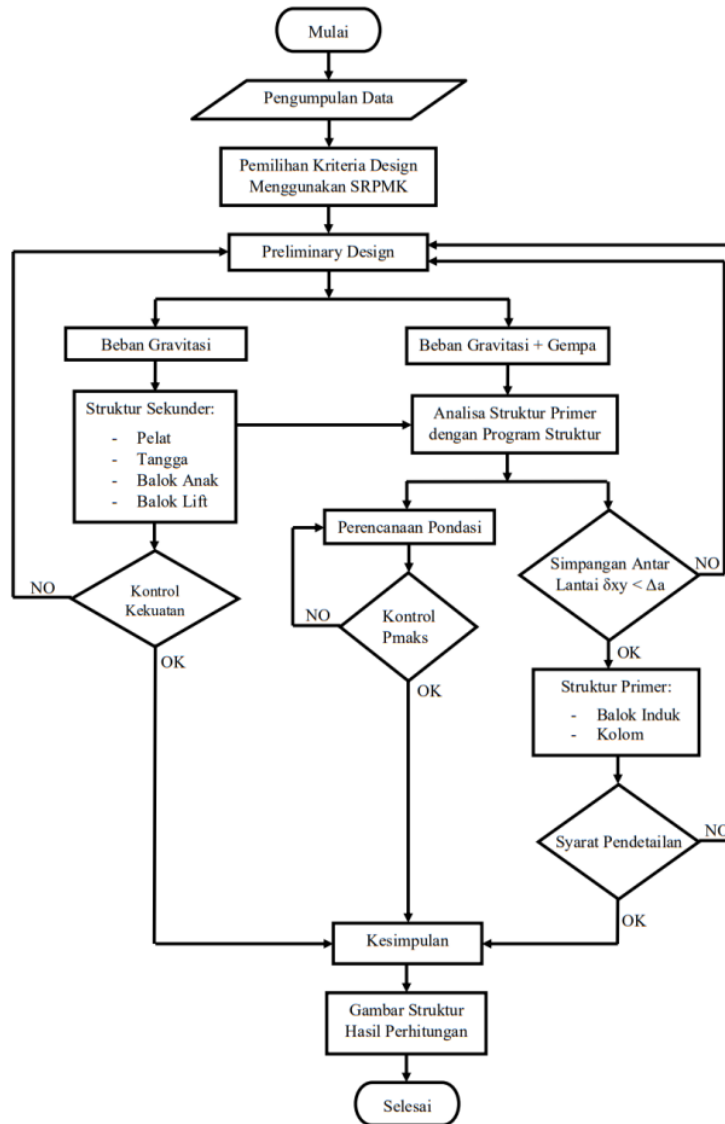
$$\phi V_c > \sum p_t \dots\dots\dots(2,37)$$

BAB III

METODOLOGI PERENCANAAN

3.1. Diagram Alir Rencana

Perencanaan struktur bangunan gedung hotel Velins di Kota Yogyakarta menggunakan metode SRPMK akan diuraikan dalam bentuk diagram alir perencanaan sebagai berikut:



Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan

3.2. Penjelasan Diagram Alir Rencana

Dalam metodologi ini akan menggunakan suatu penyusunan Tugas Akhir yaitu:

3
1. Pengumpulan data yang diperlukan untuk perencanaan adalah sebagai berikut:

- Data Gambar Arsitektur
- Data tanah yang diambil dari hasil penyelidikan tanah di lapangan menggunakan CPT (*Cone Penetration Test*) dan SPT (*Soil Penetration Test*).

2. Pemilihan sistem struktur penahan gaya lateral dan vertikal harus memenuhi salah satu sistem yang ada. Pada perencanaan ini menggunakan SRPMK dengan spesifikasi gedung sebagai berikut:

- a. Nama Gedung : Hotel Velins
- b. Fungsi Gedung : Hotel
- c. Lokasi : Daerah Istimewa Yogyakarta
- d. Tinggi Gedung : 40 meter
- e. Elevasi Antar Lantai : 4,00 meter
- f. Jumlah Lantai : 10 lantai dan atap
- g. Lebar Bangunan : 24 meter
- h. Panjang Bangunan : 35 meter
- i. Mutu Beton (f_c') : 35 MPa
- j. Mutu Baja (f_y) : 420 MPa
- k. Struktur Bangunan : Beton bertulang
- l. Struktur Pondasi : Tiang pancang beton

3. *Preliminary Design*

Preliminary Design merupakan tahapan awal yang sangat diperlukan dalam hal merencanakan suatu bangunan. Tahap yang pertama yaitu menentukan dimensi balok sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 18.6, yang kedua menentukan dimensi tebal pelat sesuai persyaratan SNI 2847-2019 pasal 18.7, dan yang terakhir menentukan dimensi kolom sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 7.

4. Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan struktur gedung hotel Velins ini didasarkan beberapa peraturan yaitu:

- a. Pembebanan beban mati dan beban hidup berdasarkan SNI 1727-2020

b. Kombinasi pembebanan yang digunakan pada struktur ini berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 5.3.1 sebagai berikut:

- I. Kombinasi 1: $1,4D$
- II. Kombinasi 2: $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- III. Kombinasi 3: $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
- IV. Kombinasi 4: $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- V. Kombinasi 5: $1,2D + 1,0E + 1,0L$
- VI. Kombinasi 6: $0,9D + 1,0W$
- VII. Kombinasi 7: $0,9D + 1,0E$

c. Pembebanan beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019 dengan asumsi bahwa beban gempa pada struktur di anggap sebagai beban-beban dinamik untuk meneruskan beban gempa sebenarnya.

5. Analisa Struktur

Program bantu pada komputer yang digunakan untuk mendapatkan gaya-gaya dalam perencanaan struktur primer.

6. Simpangan antar lantai

Merupakan batas kemungkinan terjadinya keruntuhan gedung untuk mencegah timbulnya korban jiwa manusia dan mencegah benturan antar gedung. Cara penentuan antar simpangan antar lantai bangunan tingkat desain (Δ) harus memperhitungkan perbedaan antar defleksi sebagai pusat massa di tiap tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Jarak simpangan antar tingkat (δ_{xy}) tidak boleh melebihi simpangan tingkat ijin (Δ_a).

7. Perencanaan struktur gedung dengan pedoman SNI 2847-2019 menggunakan ketentuan khusus untuk merencanakan gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yaitu:

a. Perencanaan struktur sekunder

- I. Pelat
- II. Tangga
- III. Balok anak
- IV. Balok penggantung lift

Kemudian dikontrol momen nominal yang dipakai (struktur) harus lebih besar dari pada momen akibat beban apabila tidak terpenuhi maka akan kembali ke *preliminary desain*.

b. Perencanaan Struktur primer

I. Balok Induk

II. Kolom

8. Kontrol kekuatan bertujuan untuk mengetahui apakah struktur gedung mampu menahan beban yang diterima.

9. Syarat pendetailan

Berdasarkan pada peraturan SNI 2847-2019 pasal 21.5 hingga pasal 21.7 meliputi:

- a. Panjang penyaluran
- b. Pengekangan
- c. *Strong column weak beam*
- d. Hubungan balok-kolom (HBK)

Jika syarat ini tidak terpenuhi, maka akan kembali dilakukan *preliminary desain*.

10. Pondasi

Perencanaan pondasi sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 18.3. Karena perencanaan menggunakan pondasi tiang pancang, maka harus menghitung kebutuhan tiang pancang terlebih dahulu, kemudian melakukan kontrol terhadap pondasi tiang pancang hasil perencanaan.

11. Gambar Hasil Perencanaan

Hasil perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar perencanaan. Dalam penggambaran ini menggunakan program bantu di komputer.

12. Kesimpulan

Kesimpulan yang berisi jawabane-jawaban untuk menjawab rumusan masalah.

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

4.1. Umum

Preliminary design merupakan tahap awal perencanaan struktur gedung bertingkat, setelah itu dilakukan perhitungan dengan menggunakan aplikasi komputer untuk mendapatkan dimensi yang efektif dan kuat. Desain awal dimodelkan dalam program stuktur dengan memasukkan pembebanan dan perletakan yang telah direncanakan. Jika setelah dilakukan analisis ternyata dimensi bagian pendukung bangunan tidak dapat menahan beban yang timbul, maka desain awal harus diubah.

Selain itu, *preliminary design* juga dapat memberikan hasil yang optimal dalam menentukan kualitas material dan dimensi (volume) material yang digunakan, sehingga secara umum *preliminary design* dapat meningkatkan nilai ekonomi dari harga struktur.

4.2. Perencanaan Dimensi Balok Induk

Menurut persyaratan SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1 disebutkan, untuk menentukan batasan dimensi suatu balok menggunakan acuan berikut:

1. Bentang bersih, $\ell_n \geq 4$ x tinggi efektif,
2. Lebar penampang $b_w > 0,3h$ dan $b_w \geq 250$ mm,
3. Lebar proyeksi balok melintasi lebar kolom tidak boleh melebihi nilai c_2 dan $0,75 c_1$ yang lebih kecil pada setiap sisi kolom.

Sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1. menggunakan rumus:

- 1) Untuk tinggi balok (h)

$$\text{Dua tumpuan sederhana} : h = \frac{L}{16}$$

- 2) Untuk lebar balok (b) : $b = \frac{2}{3} \cdot h$

Dimensi balok induk yang direncanakan menggunakan balok induk tipe B1 dengan panjang bentang 500 cm dan balok induk tipe B2 dengan panjang bentang 400 cm, yaitu:

1) Balok Induk (B1)

Dimensi balok induk direncanakan dengan bentang $L = 500$ cm dan $f_y = 420$ MPa adalah:

$$h = \frac{L}{16} = \frac{500}{16} = 31,25 \text{ cm, maka pakai } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm, maka pakai } b = 40 \text{ cm}$$

jadi dimensi balok induk (B1) yang digunakan adalah 40 cm x 60 cm.

2) Balok Induk (B2)

Dimensi balok induk direncanakan dengan bentang $L = 400$ cm dan $f_y = 420$ MPa adalah:

$$h = \frac{L}{16} = \frac{400}{16} = 25 \text{ cm, maka pakai } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm, maka pakai } b = 40 \text{ cm}$$

jadi dimensi balok induk (B2) yang digunakan adalah 40 cm x 60 cm.

4.3. Perencanaan Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak yang direncanakan menggunakan balok anak terpanjang tipe B3 dengan panjang bentang 500 cm, yaitu:

1) Balok Anak (B3)

Dimensi balok anak direncanakan dengan bentang $L = 500$ cm dan $f_y = 420$ MPa adalah:

$$h = \frac{L}{21} = \frac{500}{21} = 31,25 \text{ cm, maka pakai } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,6 \text{ cm, maka pakai } b = 30 \text{ cm}$$

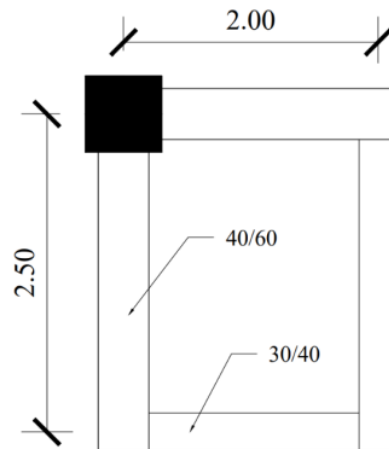
jadi dimensi balok anak (B3) yang digunakan adalah 30 cm x 40 cm.

4.4. Perencanaan Dimensi Plat

Plat yang akan direncanakan hanya menahan beban lentur dan harus memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum harus memenuhi syarat SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2. Plat yang direncanakan adalah plat atap dan plat lantai.

4.4.1. Dimensi Plat Atap

Ditinjau dari perencanaan tebal plat atap yang terdapat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Perencanaan Plat Atap

Bentang terpanjang:

$$L_n = 2,50 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

Bentang terpendek:

$$S_n = 2,00 \text{ m} = 200 \text{ cm}$$

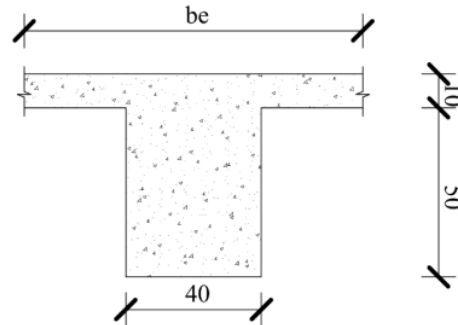
Sehingga, didapat:

$$\beta_1 = \frac{L_n}{S_n} = \frac{250}{200} = 1,25 \leq 2 \text{ (tergolong plat tulangan dua arah atau } two \text{ way slab)}$$

Tebal plat atap karena tidak boleh kurang dari 125 mm jika $0,2 < \text{nilai } \alpha_{fm} < 2,0$ dan tidak boleh kurang dari 90 mm jika nilai $\alpha > 2,0$. Maka, direncanakan menggunakan tebal plat atap yaitu $h = 100 \text{ mm}$.

➤ Mencari nilai α dengan balok induk 40 cm x 60 cm

Menentukan lebar efektif (be):



Gambar 4.2 Penampang Balok Induk Plat Atap

$$be = bw + 2hb = 40 + 2 \cdot (60 - 10) = 140 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 40 + 8 \cdot (10) = 120 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil yaitu 120 cm

Mencari momen inersia penampang segi empat yang di modifikasi faktor k:

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) + 4 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^2 + \left(\left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{120}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{60}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{10}{60}\right) + 4 \cdot \left(\frac{10}{60}\right)^2 + \left(\left(\frac{120}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{60}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{120}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{60}\right)}$$

$$k = 1,53$$

➤ Balok induk bentang $L = 500 \text{ cm}$

Momen inersia penampang balok:

$$Ib = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 60^3 \cdot 1,53 = 1101600 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$Ip = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 10^3 = 41666,66 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{278056 \times 1101600}{278056 \times 41666,66} = 26,44 > 1$$

➤ **Balok induk bentang $L = 400$ cm**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 60^3 \cdot 1,53 = 1101600 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 10^3 = 33333,33 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

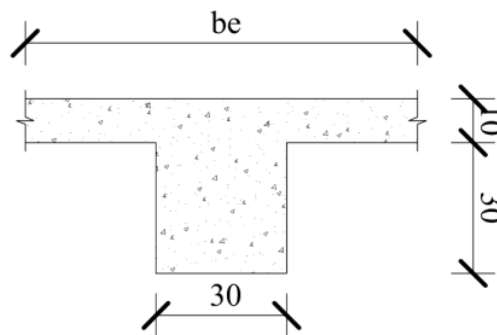
$$E_{cb} = E_{cp} = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_2 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{278056 \times 1101600}{278056 \times 33333,33} = 33,05 > 1$$

➤ **Mencari nilai α dengan balok anak 30 cm x 40 cm**

Menentukan lebar efektif (be):



Gambar 4.3 Penampang Balok Anak Plat Atap

$$be = bw + 2hb = 30 + 2 \cdot (40 - 10) = 90 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 30 + 8 \cdot (10) = 110 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil yaitu 90 cm

Mencari momen inersia penampang segi empat yang di modifikasi faktor k:

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) + 4 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^2 + \left(\left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{90}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{40}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{10}{40}\right) + 4 \cdot \left(\frac{10}{40}\right)^2 + \left(\left(\frac{90}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{40}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{90}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{10}{40}\right)}$$

$$k = 1,59$$

➤ **Balok anak bentang $L = 500$ cm**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 40^3 \cdot 1,59 = 254400 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 10^3 = 41666,66 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_3 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{278056 \times 254400}{278056 \times 41666,66} = 6,11 > 1$$

➤ **Balok anak bentang $L = 400$ cm**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 40^3 \cdot 1,59 = 254400 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 10^3 = 33333,33 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_4 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{278056 \times 254400}{278056 \times 33333,33} = 7,63 > 1$$

Dari keempat balok diatas diperoleh nilai rata-rata α_{fm} adalah:

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{26,44 + 33,05 + 6,11 + 7,63}{4} = 18,31$$

Karena $\alpha_{fm} > 2,0$ maka, mencari ketebalan plat menggunakan persamaan SNI 2847-2019 tabel 8.3.1.2, yaitu:

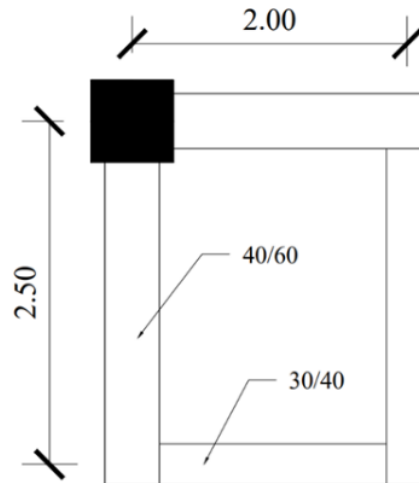
$$h_{min} = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{2500 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1,25)} = 58,20 \text{ mm}$$

karena tebal plat minimum adalah 58,20 mm maka tebal plat atap rencana digunakan

$h_{rencana} = 100 \text{ mm}$ dapat memenuhi (OK)

4.4.2. Dimensi Plat Lantai

Pembebanan yang diterima oleh plat lantai lebih berat, sehingga tebal rencana plat lantai yaitu $h = 120 \text{ mm}$. Perencanaan plat lantai harus sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2. Ditinjau dari perencanaan tebal plat lantai yang terdapat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Perencanaan Plat Lantai

Bentang terpanjang: $L_n = 2,50 \text{ m} = 250 \text{ cm}$

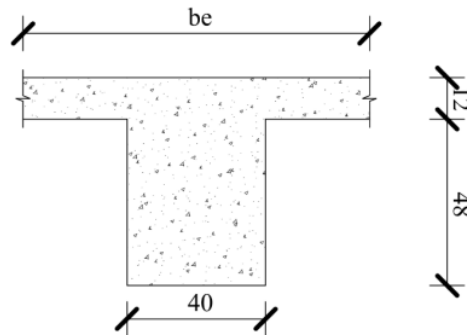
Bentang terpendek: $S_n = 2,00 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

Sehingga, didapat:

$$\beta_1 = \frac{L_n}{S_n} = \frac{250}{200} = 1,25 \leq 2 \text{ (tergolong plat tulangan dua arah atau } two \text{ way slab)}$$

➤ **Mencari nilai α dengan balok induk 40 cm x 60 cm**

Menentukan lebar efektif (be):



Gambar 4.5 Penampang Balok Induk Plat Lantai

$$be = bw + 2hb = 40 + 2 \cdot (60 - 12) = 136 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 40 + 8 \cdot (12) = 136 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil yaitu 136 cm

Mencari momen inersia penampang segi empat yang di modifikasi faktor k:

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) + 4 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^2 + \left(\left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{60}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \cdot \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\left(\frac{136}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{60}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,64$$

➤ **Balok induk bentang $L = 500$ cm**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 60^3 \cdot 1,64 = 1180800 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 12^3 = 72000 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cp}I_p} = \frac{278056 \times 1180800}{278056 \times 72000} = 16,4 > 1$$

➤ **Balok induk bentang $L = 400 \text{ cm}$**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 60^3 \cdot 1,64 = 1180800 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 12^3 = 57600 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

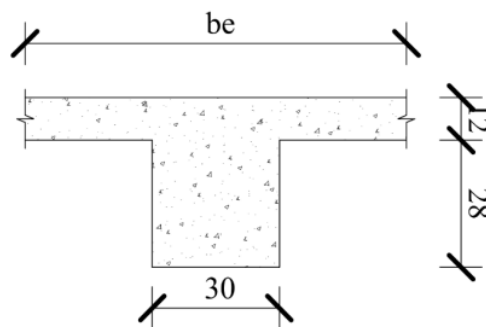
$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_2 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cp}I_p} = \frac{278056 \times 1180800}{278056 \times 57600} = 20,5 > 1$$

➤ **Mencari nilai α dengan balok anak $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$**

Menentukan lebar efektif (be):



Gambar 4.6 Penampang Balok Anak Plat Lantai

$$be = bw + 2hb = 30 + 2 \cdot (40 - 12) = 86 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 30 + 8 \cdot (12) = 126 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil yaitu 86 cm

Mencari momen inersia penampang segi empat yang di modifikasi faktor k:

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right) + 4 \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)^2 + \left(\left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{hf}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{40}\right) \cdot \left[4 - 6 \cdot \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \cdot \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\left(\frac{86}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{40}\right)\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,58$$

➤ **Balok anak bentang $L = 500 \text{ cm}$**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 40^3 \cdot 1,58 = 252800 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 12^3 = 72000 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_3 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{278056 \times 252800}{278056 \times 72000} = 3,51 > 1$$

➤ **Balok anak bentang $L = 400 \text{ cm}$**

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 40^3 \cdot 1,58 = 252800 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang plat:

$$I_p = \frac{1}{12} \cdot L \cdot hf^3 = \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 10^3 = 57600 \text{ cm}^4$$

Sehingga, mutu beton (f_c') yang digunakan adalah 35 MPa

Untuk mencari modulus elastisitas beton, yaitu:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa} = 278056 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_4 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cp}I_p} = \frac{278056 \times 252800}{278056 \times 57600} = 4,38 > 1$$

Dari keempat balok diatas diperoleh nilai rata-rata α_{fm} adalah:

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{16,4 + 20,5 + 3,51 + 4,38}{4} = 11,20$$

Karena $\alpha_{fm} > 2,0$ maka, mencari ketebalan plat menggunakan persamaan SNI 2847-2019 tabel 8.3.1.2, yaitu:

$$h_{min} = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{2500 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1,25)} = 58,20 \text{ mm}$$

karena tebal plat minimum adalah 58,20 mm maka tebal plat lantai rencana digunakan

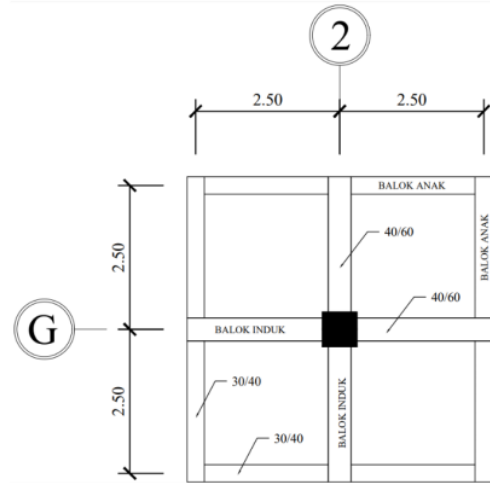
$$h_{rencana} = 120 \text{ mm dapat memenuhi (OK)}$$

4.5. Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan awal dimensi kolom ini menggunakan cara *tributary area* yaitu pembebanan kolom seperti beban plat dan balok yang tidak dipikul seluruhnya, melainkan hanya separuh bentang. Diasumsikan bahwa beban pada balok sama pada setiap lantainya. Perencanaan dimensi kolom pada gedung hotel velins harus sesuai dengan syarat SNI 2847-2019 pasal 18.7.2.1 yang berbunyi:

1. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri $bw < 300 \text{ mm}$.
2. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya $bw/h > 0,4$

Beban – beban pada perencanaan kolom ini juga harus sesuai dengan syarat SNI 1727-2020. Direncanakan kolom pada lantai dasar, asumsi dimensi awal penampang kolom yaitu 60 cm x 60 cm. Perhitungan pembebanan pada perhitungan dimensi kolom diambil area yang paling luas dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Perhitungan Pembebanan Pada Kolom

4.5.1. Pembebanan pada Kolom

Beban-beban pada perencanaan awal dimensi kolom yang dihitung yaitu beban gravitasi meliputi beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*).

➤ **Beban Mati (*Dead Load*)**

Beban mati pada plat atap

Plat	$= 0,10 \times 5 \times 5 \times 2400$	$= 6000 \text{ kg}$
Balok Induk	$= 0,40 \times 0,60 \times 10 \times 2400$	$= 5760 \text{ kg}$
Balok Anak	$= 0,30 \times 0,40 \times 10 \times 2400$	$= 2880 \text{ kg}$
Ducting AC	$= 5 \times 5 \times 20$	$= 500 \text{ kg}$
Plafond	$= 5 \times 5 \times 18$	$= 450 \text{ kg}$
Plumbing	$= 5 \times 5 \times 10$	$= 250 \text{ kg}$
Aspal	$= 5 \times 5 \times 14$	$= 350 \text{ kg}$
Spasi (2 cm)	$= 5 \times 5 \times (21 \times 2)$	$= 1050 \text{ kg}$

QDL plat atap **= 17240 kg**

Beban mati pada lantai 1 – 9

Plat	$= 0,12 \times 5 \times 5 \times 2400$	$= 7200 \text{ kg}$
Balok Induk	$= 0,40 \times 0,60 \times 10 \times 2400$	$= 5760 \text{ kg}$

Balok Anak	= 0,30 x 0,40 x 10 x 2400	= 2880 kg
Ducting AC	= 5 x 5 x 20	= 500 kg
Plafond	= 5 x 5 x 18	= 450 kg
Plumbing	= 5 x 5 x 10	= 250 kg
Keramik	= 5 x 5 x 24	= 600 kg
Spasi (2 cm)	= 5 x 5 x (21 x 2)	= 1050 kg

+

QDL plat lantai = 18690 kg

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban mati (Dead Load)} &= Q_d \text{ plat lantai (9)} + Q_d \text{ plat atap} \\
 &= (18690 \text{ kg} \times 9) + 17240 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{185450 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

➤ **Beban Hidup (Live Load)**

Beban hidup plat atap	= 5 x 5 x 100 x 1	= 2500 kg
Beban air hujan pada plat atap	= 5 x 5 x 50	= 1250 kg
Beban hidup plat lantai 1-9	= 5 x 5 x 250 x 9	= 56250 kg

+

Total beban hidup (Live Load) = 60000 kg

➤ **Kombinasi Pembebanan**

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 D + 1,6 L \\
 &= 1,2 (185450) + 1,6 (60000) \\
 &= 318540 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{3185400 \text{ N}}
 \end{aligned}$$

4.5.2. Perencanaan Dimensi Kolom

$$\text{Faktor reduksi kekuatan } (\phi) = 0,3$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } A = \frac{pu}{\phi \times f_c'} = \frac{3185400}{0,3 \times 35} = 303371,43 \text{ mm}^2$$

Kolom berbentuk persegi, maka $A = b^2$

$$b^2 = 303371,43 \text{ mm}^2$$

$$b = \sqrt{303371,43} = 550,791 \text{ mm}$$

Maka untuk dimensi kolom menggunakan 60 x 60 cm

Setelah dilakukan *preliminary design* yang diperoleh dimensi komponen struktur rangka pemikul momen untuk seluruh lantai yaitu:

Tebal plat atap = **100 mm**

Tebal plat lantai = **120 mm**

Dimensi balok induk = **400 x 600 mm**

Dimensi balok anak = **300 x 400 mm**

Dimensi kolom = **600 mm x 600 mm**

BAB V

STRUKTUR SKUNDER

5.1. Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur yang hanya dapat menerima lentur akibat gaya gravitasi saja dan tidak untuk menerima gaya lateral yang disebabkan oleh gempa, sehingga dapat diperhitungkan secara terpisah dari struktur utama dalam perhitungan analisis. Namun karena adanya struktur sekunder ini, maka tetap mempengaruhi dan menjadi beban bagi struktur utama. Struktur sekunder pada perencanaan Hotel Velins Yogyakarta meliputi plat, balok anak, perencanaan tangga dan perencanaan balok penggantung *lift*.

5.2. Perencanaan Plat

Pada subbab ini akan membahas tentang perencanaan struktur sekunder plat atap dan plat lantai, yang meliputi perhitungan beban-beban yang terjadi, momen hingga tulangan plat yang akan digunakan kemudian dilakukan kontrol kekuatan dan kontrol retakan.

5.3. Pembebanan Plat Atap

➤ Beban Mati (qD)

Beban sendiri plat	= 0,10 x 2400 kg/m ³	= 240 kg/m ²
<i>Ducting AC</i>		= 20 kg/m ²
<i>Plumbing</i>		= 10 kg/m ²
<i>Plafond</i> + penggantung	= 11 x 7	= 18 kg/m ²
Aspal		= 14 kg/m ²
Spesi (2 cm)	= 0,2 x 2100 kg/m ²	= 42 kg/m ²
<i>Finishing</i>	= 0,1 x 2100 kg/m ²	= 21 kg/m ²

+

Total qD = 365 kg/m²

➤ Beban Hidup (qL)

Beban hidup atap = 100 kg/m²

➤ Beban Air Hujan (qR)

Berdasarkan SNI 1727-2020 pasal 8.3 beban air hujan yang diperoleh dari rumusan berikut:

Asumsi: Tinggi statis (ds) = 15 mm

Kepala hidraulik (dh) = 10 mm

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

$$R = 0,0098 \times (15 + 10)$$

$$R = 0,245 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{R = 24,5 \text{ kg/m}^2}$$

➤ Beban Ultimate (Qu)

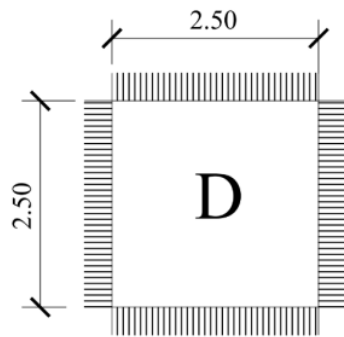
$$Qu = 1,2 D + 1,6 L + 0,5R$$

$$Qu = 1,2 (365) + 1,6 (100) + 0,5 (24,5)$$

$$\mathbf{Qu = 610,25 \text{ kg/m}^2}$$

5.3.1. Perhitungan Momen Plat Atap

Plat atap diasumsikan dapat melendut ketika berada di bawah beban, sehingga plat atap harus terjepit elastis. Langkah pertama adalah membagi bentang terpanjang (L_x) dengan bentang terpendek (L_y) untuk menentukan jenis plat.



Gambar 5.1 Tipe Plat Atap

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{250}{250} = 1 < 2 \text{ (tergolong plat tulangan dua arah atau } two \text{ way slab)}$$

Untuk mendapatkan koefisien C maka dapat dilihat pada PBI-1971 tabel 13.3.1 sesuai dengan jenis tipe plat yang diperlukan. Untuk tipe plat atap seperti Gambar 5.1 didapatkan yaitu sebagai berikut:

Nilai Koefisien C M_{lx} = 21

Nilai Koefisien C M_{ly} = 21

Nilai Koefisien C M_{tx} = 52

Nilai Koefisien C M_{ty} = 52

Menentukan momen yang terdapat pada plat atap:

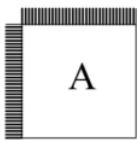
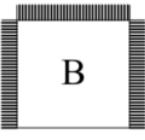
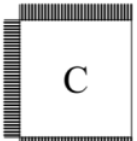
$$M_{lx} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 610,25 \times 2,5^2 \times 21 = 80,10 \text{ kgm}$$




$$M_{ly} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 610,25 \times 2,5^2 \times 21 = 80,10 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 610,25 \times 2,5^2 \times 52 = 198,33 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 610,25 \times 2,5^2 \times 52 = 198,33 \text{ kgm}$$

Tabel 5.1 Perhitungan Momen Plat Atap

No	Tipe Plat	Ukuran Plat (m)	L_y / L_x	Keterangan	Momen	Mu (Kgm)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
1		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	M_{lx}	106,79	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M_{ly}	106,79		
					M_{tx}	259,36		
					M_{ty}	259,36		
2		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	M_{lx}	80,10	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M_{ly}	99,17		
					M_{tx}	209,77		
					M_{ty}	228,84		
3		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	M_{lx}	99,17	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M_{ly}	80,10		
					M_{tx}	228,84		
					M_{ty}	209,77		

4		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	M _{ix}	80,10	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M _{ly}	80,10		
					M _{tx}	198,33		
					M _{ty}	198,33		
5		2,50 x 2,00	1,25	Two Way Slab	M _{ix}	118,24	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M _{ly}	72,47		
					M _{tx}	263,17		
					M _{ty}	217,40		
6		2,50 x 2,00	1,25	Two Way Slab	M _{ix}	137,31	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					M _{ly}	106,79		
					M _{tx}	312,75		
					M _{ty}	274,61		

5.3.2. Syarat Batas Penulangan Plat Atap

Pada subbab ini syarat batas tulangan plat atap dihitung sesuai rencana dengan SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3. Untuk mutu beton (f_c') perencanaan Gedung Hotel Velins adalah $f_c' = 35$ MPa sehingga menggunakan persyaratan $28 \leq f_c' \leq 55$ dalam menentukan faktor reduksi β_1 dapat dilihat sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,025$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ menggunakan rumus berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.3.3. Penulangan Plat Atap

Data perencanaan penulangan pada plat atap struktur beton cor setempat yang berhubungan dengan cuaca dilihat sebagai berikut:

Tebal Plat (h) = 100 mm

Selimit beton (s) = 40 mm (berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)

Tulangan diameter (\emptyset) = 10 mm

➤ Tulangan Arah X

Tinggi efektif (dx) = $h - s - \frac{1}{2} \times \emptyset$ tulangan arah x

$$= 100 - 40 - \frac{1}{2} \times 10$$

$$= 55 \text{ mm}$$

Momen Mu = Mtx = 312,75 kgm = 3127500 Nmm

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{3127500}{0,8} = 3909375 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{3909375}{1000 \times 55^2} = 1,29 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,29}{420}} \right)$$

$$= 0,0031$$

$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0031 < 0,025$, maka pakai $\rho = 0,0031$

- Tulangan perlu X

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times dx = 0,0031 \times 1000 \times 55 = 170,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **$\emptyset 10-200\text{mm}$** ($As = 393 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 170,5 \text{ mm}^2$)

- Tulangan susut X

$$As_{\text{susut}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **$\emptyset 10-200\text{mm}$** ($As = 393 \text{ mm}^2 > As_{\text{susut}} = 200 \text{ mm}^2$)

➤ Tulangan Arah Y

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif (dy)} &= h - s - \frac{1}{2} \times \emptyset \text{ tulangan arah x} - \emptyset \text{ tulangan arah y} \\ &= 100 - 40 - \frac{1}{2} \times 10 - 10 \\ &= 45 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen Mu} = \text{Mty} = 274,61 \text{ kgm} = 2746100 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = \frac{2746100}{0,8} = 3432625 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \times dy^2} = \frac{3432625}{1000 \times 45^2} = 1,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times \text{Rn}}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,70}{420}} \right) \\ &= 0,0042\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho > \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0042 < 0,025, \text{ maka pakai } \rho = 0,0042$$

- Tulangan perlu Y

$$\text{As}_{\text{perlu}} = \rho \times b \times dy = 0,0042 \times 1000 \times 45 = 189 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($\text{As} = 393 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{perlu}} = 189 \text{ mm}^2$)

- Tulangan susut Y

$$\text{As}_{\text{susut}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($\text{As} = 393 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{susut}} = 200 \text{ mm}^2$)

5.3.4. Kontrol Kekuatan Pada Plat Atap

Kontrol kekuatan pada plat atap ini berfungsi untuk mengetahui kuat lentur Mn dapat dihitung setelah mendapatkan kebutuhan tulangan yang telah ditentukan sebagai berikut:

➤ Kontrol Tulangan arah X

$$\rho = \frac{As \text{ pakai}}{b \cdot dx} = \frac{393}{1000 \cdot 55} = 0,0071$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{393 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,55 \text{ mm}$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 393 \times 420 \times \left(55 - \frac{5,55}{2}\right) = 8620258,5 \text{ Nmm}$$

$$Mn = 8620258,5 \text{ Nmm} > Mn \text{ beban} = 3909375 \text{ Nmm (OK)}$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 200 \text{ mm} \leq 3 \times 100 = 300 \text{ mm (OK)}$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \emptyset^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 10^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{200} \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 \geq \text{Ass pakai (OK)} \end{aligned}$$

➤ Kontrol Tulangan arah Y

$$\rho = \frac{As \text{ pakai}}{b \cdot dy} = \frac{393}{1000 \cdot 45} = 0,0087$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{393 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,55 \text{ mm}$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 393 \times 420 \times \left(45 - \frac{5,55}{2}\right) = 6969658,5 \text{ Nmm}$$

$$Mn = 6969658,5 \text{ Nmm} > Mn \text{ beban} = 3432625 \text{ Nmm (OK)}$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 200 \text{ mm} \leq 3 \times 100 = 300 \text{ mm (OK)}$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \emptyset^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 10^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{200} \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 \geq \text{Ass pakai (OK)} \end{aligned}$$

5.3.5. Kontrol Retak Pada Plat Atap

Subbab ini bertujuan untuk menjelaskan cara kontrol retak pada plat atap sebagai berikut:

$$Z = fs \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} \leq 25 \text{ MN/m}$$

$$Fs = 60\% \times fy = 60\% \times 420 = 252 \text{ MPa}$$

$$dc = s + \frac{1}{2} \cdot \varnothing = 40 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 45 \text{ mm}$$

$$A = 2 \cdot dc \cdot h = 2 \cdot 45 \cdot 100 = 9000 \text{ mm}^2$$

$$Z = fs \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} = 252 \cdot \sqrt[3]{45 \cdot 9000} = 18644 \text{ Nmm} = 18,644 \text{ MN/m}$$

$$\text{Diperoleh : } Z = 18,644 \text{ MN/m} \leq 25 \text{ MN/m (OK)}$$

5.4. Perencanaan Pembebanan Plat Lantai

Plat lantai memiliki beban yang menyebabkan lendutan pada plat lantai itu sendiri sehingga menimbulkan momen, maka dari itu berdasarkan besarnya momen tersebut dapat ditentukan jumlah tulangan yang akan digunakan.

➤ Beban Mati (qD)

Beban sendiri plat	= 0,12 x 2400 kg/m ³	= 288 kg/m ²
--------------------	---------------------------------	-------------------------

Ducting AC		= 20 kg/m ²
------------	--	------------------------

Plumbing		= 10 kg/m ²
----------	--	------------------------

Plafond + penggantung	= 11 x 7	= 18 kg/m ²
-----------------------	----------	------------------------

Spesi (2 cm)	= 0,2 x 2100 kg/m ²	= 42 kg/m ²
--------------	--------------------------------	------------------------

Keramik		= 24 kg/m ²
---------	--	------------------------

Total qD	= 402 kg/m²
-----------------	-------------------------------

➤ Beban Hidup (qL)

Beban hidup lantai	= 250 kg/m²
---------------------------	-------------------------------

➤ Beban Ultimate (Qu)

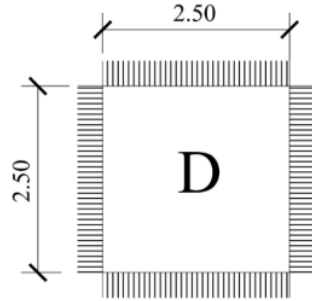
$$Qu = 1,2 D + 1,6 L$$

$$Qu = 1,2 (402) + 1,6 (250)$$

$$Qu = 882,4 \text{ kg/m}^2$$

5.4.1. Perhitungan Momen Plat Lantai

Plat lantai diasumsikan dapat melendut ketika berada di bawah beban, sehingga plat lantai harus terjepit elastis. Langkah pertama adalah membagi bentang terpanjang (Lx) dengan bentang terpendek (Ly) untuk menentukan jenis plat.



Gambar 5.2 Tipe Plat Lantai

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{250}{250} = 1 < 2 \text{ (tergolong plat tulangan dua arah atau } two \text{ way slab)}$$

Untuk mendapatkan koefisien C maka dapat dilihat pada PBI-1971 tabel 13.3.1 sesuai dengan jenis tipe plat yang diperlukan. Untuk tipe plat lantai seperti Gambar 5.2 didapatkan yaitu sebagai berikut:

$$\text{Nilai Koefisien C Mlx} = 21$$

$$\text{Nilai Koefisien C Mly} = 21$$

$$\text{Nilai Koefisien C Mtx} = 52$$

$$\text{Nilai Koefisien C Mty} = 52$$

Menentukan momen yang terdapat pada plat lantai:


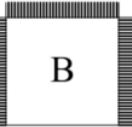



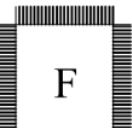
$$M_{lx} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 882,4 \times 2,5^2 \times 21 = 115,82 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 882,4 \times 2,5^2 \times 21 = 115,82 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 882,4 \times 2,5^2 \times 52 = 286,78 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \times Q_u \times l_x^2 \times C = 0,001 \times 882,4 \times 2,5^2 \times 52 = 286,78 \text{ kgm}$$

Tabel 5.2 Perhitungan Momen Plat Lantai

No	Tipe Plat	Ukuran Plat (m)	Ly / Lx	Keterangan	Momen	Mu (Kgm)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
1		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	Mlx	154,42	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	154,42		
					Mtx	375,02		
					Mty	375,02		
2		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	Mlx	115,82	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	143,39		
					Mtx	303,33		
					Mty	330,90		
3		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	Mlx	143,39	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	115,82		
					Mtx	330,90		
					Mty	303,33		
4		2,50 x 2,50	1	Two Way Slab	Mlx	115,82	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	115,82		
					Mtx	286,78		
					Mty	286,78		
5		2,50 x 2,00	1,25	Two Way Slab	Mlx	170,97	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	104,79		
					Mtx	380,54		
					Mty	314,36		
6		2,50 x 2,00	1,25	Two Way Slab	Mlx	198,54	Ø10-200 mm	Ø10-200 mm
					Mly	154,42		
					Mtx	452,23		
					Mty	397,08		

5.4.2. Syarat Batas Penulangan Plat Lantai

Pada subbab ini syarat batas tulangan plat lantai dihitung sesuai rencana dengan SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3. Untuk mutu beton (f_c') perencanaan Gedung Hotel Velins adalah $f_c' = 35$ MPa sehingga menggunakan persyaratan $28 \leq f_c' \leq 55$ dalam menentukan faktor reduksi β_1 dapat dilihat sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,025$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ menggunakan rumus berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.4.3. Penulangan Plat Lantai

Perencanaan penulangan pada plat lantai yang tidak terpapar cuaca maupun kontak langsung dengan tanah dapat dilihat sebagai berikut:

Tebal Plat (h) = 120 mm

Selimit beton (s) = 20 mm (berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)

Tulangan diameter (\emptyset) = 10 mm

➤ Tulangan Arah X

$$\text{Tinggi efektif (dx)} = h - s - \frac{1}{2} \times \emptyset \text{ tulangan arah x}$$

$$= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 10$$

$$= 95 \text{ mm}$$

$$\text{Momen Mu} = M_{tx} = 452,42 \text{ kgm} = 4524200 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{4524200}{0,8} = 5655250 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{5655250}{1000 \times 95^2} = 0,627 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,627}{420}} \right) \\ &= 0,0015\end{aligned}$$

$\rho < \rho_{\text{min}}$ maka pakai $\rho_{\text{min}} = 0,0018$

- Tulangan perlu X

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times dx = 0,0018 \times 1000 \times 95 = 171 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($As = 393 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 171 \text{ mm}^2$)

- Tulangan susut X

$$As_{\text{susut}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($As = 393 \text{ mm}^2 > As_{\text{susut}} = 240 \text{ mm}^2$)

➤ Tulangan Arah Y

Tinggi efektif (dy) = $h - s - \frac{1}{2} \times \text{Ø tulangan arah x} - \text{Ø tulangan arah y}$

$$= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 - 10$$

$$= 85 \text{ mm}$$

Momen Mu = Mty = 397,08 kgm = 3970800 Nmm

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3970800}{0,8} = 4963500 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dy^2} = \frac{4963500}{1000 \times 85^2} = 0,687 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,687}{420}} \right) = 0,0017$$

$\rho < \rho_{\text{min}}$ maka pakai $\rho_{\text{min}} = 0,0018$

- Tulangan perlu Y

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d_y = 0,0018 \times 1000 \times 85 = 153 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($A_s = 393 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 153 \text{ mm}^2$)

- Tulangan susut Y

$$A_{s\text{susut}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø10-200mm** ($A_s = 393 \text{ mm}^2 > A_{s\text{susut}} = 240 \text{ mm}^2$)

5.4.4. Kontrol Kekuatan Pada Plat Lantai

Kontrol kekuatan pada plat lantai ini berfungsi untuk mengetahui kuat lentur M_n dapat dihitung setelah mendapatkan kebutuhan tulangan yang telah ditentukan sebagai berikut:

- Kontrol Tulangan arah X

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \cdot d_x} = \frac{393}{1000 \cdot 95} = 0,0041$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{393 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,55 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 393 \times 420 \times \left(95 - \frac{5,55}{2} \right) = 15222658,5 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 15222658,5 \text{ Nmm} > M_n \text{ beban} = 5655250 \text{ Nmm (OK)}$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 200 \text{ mm} \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm (OK)}$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \phi^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 10^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{200} \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 \geq A_{s\text{ pakai}} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Tulangan arah Y

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \cdot d_y} = \frac{393}{1000 \cdot 85} = 0,0046$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{393 \times 420}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,55 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 393 \times 420 \times \left(85 - \frac{5,55}{2} \right) = 13572058,5 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 13572058,5 \text{ Nmm} > M_n \text{ beban} = 4963500 \text{ Nmm (OK)}$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 200 \text{ mm} \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm (OK)}$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \varnothing^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 10^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{200} \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 \geq \text{Ass pakai (OK)} \end{aligned}$$

5.4.5. Kontrol Retak Pada Plat Lantai

Subbab ini bertujuan untuk menjelaskan cara kontrol retak pada plat lantai sebagai berikut:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} \leq 25 \text{ MN/m}$$

$$F_s = 60\% \times f_y = 60\% \times 420 = 252 \text{ MPa}$$

$$dc = s + \frac{1}{2} \cdot \varnothing = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm}$$

$$A = 2 \cdot dc \cdot h = 2 \cdot 25 \cdot 120 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} = 252 \cdot \sqrt[3]{25 \cdot 6000} = 13389,50 \text{ Nmm} = 13,189 \text{ MN/m}$$

$$\text{Diperoleh: } Z = 13,189 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m (OK)}$$

5.5. Perencanaan Balok Anak Atap

Pada perencanaan balok anak atap ini menggunakan beton bertulang, untuk mengetahui besar beban yang terjadi pada balok anak di perencanaan struktur hotel dapat meliputi perhitungan beban, momen dan tulangan yang diperlukan untuk balok anak atap, dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$\text{Dimensi balok: } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat: } b = \frac{h}{b} \leq 2$$

$$b = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 2 \text{ (OK)}$$

Diameter tulangan = D-12

Diameter sengkang = Ø10

Mutu beton (f_c') = 35 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Selimut beton = 40 mm (berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)

5.5.1. Pembebanan Balok Anak Atap

Saat merencanakan beban pada balok anak atap, tidak hanya menghitung beban sendiri pada balok anak atap, tetapi juga menghitung beban peralatan dan *finishing* untuk mendapatkan persyaratan tulangan yang benar untuk balok anak atap itu sendiri.

Beban Mati (qD)

$$\text{Beban sendiri plat} = 0,10 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting AC} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plumbing} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafond + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal} = 14 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0,2 \times 2100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Finishing} = 0,1 \times 2100 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

+

$$\text{Total qD} = 365 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (qL)

$$\text{Beban hidup atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Beban Air Hujan (qR)

Berdasarkan SNI 1727-2020 pasal 8.3 beban air hujan yang diperoleh dari rumusan berikut:

Asumsi: Tinggi statis (ds) = 15 mm

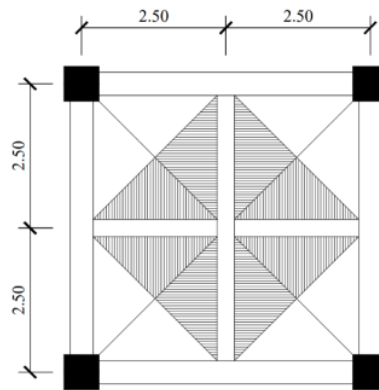
Kepala hidraulik (dh) = 10 mm

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

$$R = 0,0098 \times (15 + 10)$$

$$R = 0,245 \text{ kN/m}^2$$

$$R = 24,5 \text{ kg/m}^2$$



Gambar 5.3 Pembebanan Segitiga Pada Balok Anak Atap

1) **Beban Mati**

$$\text{Beban sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban ekivalen} &= \left(\frac{1}{3} \times qD \times Lx\right) \times 2 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 365 \times 2,5\right) \times 2 = 608,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati} = 288 \text{ kg/m} + 608,3 \text{ kg/m} = 896,3 \text{ kg/m}$$

2) **Beban Hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban ekivalen} &= \left(\frac{1}{3} \times qL \times Lx\right) \times 2 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 100 \times 2,5\right) \times 2 = 166,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 166,6 \text{ kg/m}$$

3) **Beban Air Hujan**

$$\begin{aligned} \text{Beban ekivalen} &= \left(\frac{1}{3} \times R \times Lx\right) \times 2 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 24,5 \times 2,5\right) \times 2 = 40,83 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban air hujan} = 40,83 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 R$$

$$Q_u = 1,2 (896,3) + 1,6 (166,6) + 0,5 (40,83)$$

$$Q_u = 1362,535 \text{ kg/m}$$

5.5.2. Perhitungan Gaya Dalam

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{11} \times Q_u \times l^2 = \frac{1}{11} \times 1362,535 \times 5^2 = 3096,67 \text{ kgm}$$

$$\text{Momen}_{\text{lapangan}} = \frac{1}{16} \times Q_u \times l^2 = \frac{1}{16} \times 1362,535 \times 5^2 = 2128,96 \text{ kgm}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{1}{2} \cdot Q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1362,535 \cdot 5 = 3406,34 \text{ kg}$$

5.5.3. Syarat Batas Penulangan Balok Anak Atap

Syarat batas penulangan pada balok anak atap rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420 \text{ MPa}$, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.5.4. Penulangan Lentur Balok Anak Atap

Tulangan lentur bordes yang perlu dihitung yaitu ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang diperlukan pada daerah tumpuan dan daerah lapangan sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = 3096,67 \text{ kgm} = 30966700 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \varnothing \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 356 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{30966700}{0,8} = 38708375 \text{ Nmm}$$

$$X_{\text{min}} = d' = s + \varnothing \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 56 \text{ mm}$$

$$X_{\text{max}} = 0,75 \frac{600 \cdot 356}{600 + 420} = 157,06 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 56 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sc}} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 56}{420} = 1011,5 \text{ mm}^2$$

$$M_{\text{nc}} = A_{\text{sc}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1011,5 \times 420 \times \left(356 - \frac{0,85 \cdot 56}{2} \right) = 141128526 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{ns}} = M_n - M_{\text{nc}} = 38708375 - 141128526 = -102420151 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{\text{nc}} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{38708375}{300 \cdot 356^2} = 1,018$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 1,018}{420}} \right) = 0,0025$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0025 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0025$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0025 \times 300 \times 356 = 267 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **5D12** ($A_s = 565,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 565,2 = 282,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D12** ($A_s = 339,1 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{565,2}{300 \times 356} = 0,00529$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{565,2 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 26,60 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 565,2 \cdot 420 \left(356 - \frac{26,60}{2} \right) = 81351496,8 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n$ yang bekerja = $81351496,8 \text{ Nmm} > 38708375 \text{ Nmm}$ (OK)

Daerah Lapangan

Momen_{lapangan} = $2128,96 \text{ kgm} = 21289600 \text{ Nmm}$

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 356 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{21289600}{0,8} = 26612000 \text{ Nmm}$$

$$X_{\min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 56 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \frac{600 \cdot 356}{600 + 420} = 157,06 \text{ mm}$$

$X_{\text{pakai}} = 56 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 56}{420} = 1011,5 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1011,5 \times 420 \times \left(356 - \frac{0,85 \cdot 56}{2} \right) = 141128526 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 26612000 - 141128526 = -114516526 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{26612000}{300 \cdot 356^2} = 0,70$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 0,70}{420}} \right) = 0,0017$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0017 < 0,0018$, maka pakai $\rho_{\text{min}} = 0,0018$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 300 \times 356 = 192,24 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **5D12** ($A_s = 565,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 565,2 = 282,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D12** ($A_s = 339,1 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{565,2}{300 \times 356} = 0,00529$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{565,2 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 26,60 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 565,2 \cdot 420 \left(356 - \frac{26,60}{2} \right) = 81351496,8 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n \text{ yang bekerja} = 81351496,8 \text{ Nmm} > 26612000 \text{ Nmm (OK)}$

5.5.5. Penulangan Geser Balok Anak Atap

Sebagai tulangan geser balok atap, perlu dihitung ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang dibutuhkan dari area tumpuan dan area lapangan, sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

Beban geser terfaktor: $V_u = 3406,34 \text{ kg} = 34063,4 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 356 = 105306,22 \text{ N}$$

Kategori desain:

- 1) $\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105306,22 = 31592,87 \text{ N}$
- 2) $\phi \cdot V_c = 0,6 \times 105306,22 = 63183,73 \text{ N}$
- 3) $\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 356 = 84543,73 \text{ N}$
- 4) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 189551,19 \text{ N}$
- 5) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 315918,66 \text{ N}$

$V_u = 34063,4 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-2 ($\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\phi V_s = \phi \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$0,6 V_s = 0,6 \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \right) \cdot 300 \cdot 356$$

$$V_s = 210612,44$$

$$A_v = 3\phi 10 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,5 \cdot 420 \cdot 356}{210612,44} = 167,19 \text{ mm}$$

$$\text{Max } S = \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

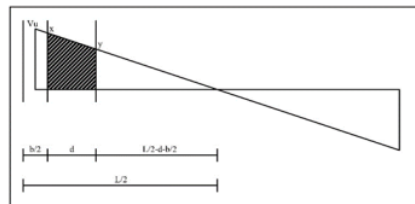
$$= \frac{356}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 178 \leq 600 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **2Ø10 – 100 mm**

Daerah Lapangan

Beban geser terfaktor: $V_u = 3406,34 \text{ kg} = 34063,4 \text{ N}$



Gambar 5.4 Diagram Geser

Mencari nilai y:

$$\frac{Vu}{\frac{1}{2}L} = \frac{y}{\frac{1}{2}L - \frac{b}{2} - d}$$

$$\frac{34063,4}{\frac{1}{2} \cdot 5000} = \frac{y}{\frac{1}{2} \cdot 5000 - \frac{300}{2} - 356}$$

$$y = 27168,97 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{fc'} \times bw \times d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 356 = 105306,22 \text{ N}$$

Kategori desain:

$$1) \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot Vc = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105306,22 = 31592,87 \text{ N}$$

$$2) \phi \cdot Vc = 0,6 \times 105306,22 = 63183,73 \text{ N}$$

$$3) \phi \cdot Vc + \min \phi \cdot Vs = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 356 = 84543,73 \text{ N}$$

$$4) \phi \cdot Vc + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 189551,19 \text{ N}$$

$$5) \phi \cdot Vc + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 315918,66 \text{ N}$$

$Vu = 34063,4 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-2 ($\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot Vc < Vu \leq \phi \cdot Vc$)
berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\phi Vs = \phi \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$0,6 Vs = 0,6 \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \right) \cdot 300 \cdot 356$$

$$Vs = 210612,44$$

$$Av = 3\phi 10 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{235,5 \cdot 420 \cdot 356}{210612,44} = 167,19 \text{ mm}$$

$$\text{Max } S = \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= \frac{356}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 178 \leq 600 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **2Ø10 – 150 mm**

5.6. Perencanaan Balok Anak Lantai

Pada perencanaan balok anak lantai ini untuk mengetahui besar beban yang terjadi pada balok anak dapat meliputi perhitungan beban, momen dan tulangan yang diperlukan untuk balok anak lantai, dengan data perencanaan sebagai berikut:

Dimensi balok: $h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Syarat: $b = \frac{h}{b} \leq 2$

$b = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 2 \text{ (OK)}$

Diameter tulangan = D-12

Diameter sengkang = Ø10

Mutu beton (f_c') = 35 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Selimit beton = 40 mm (berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)

5.6.1. Pembebanan Balok Anak Lantai

Saat merencanakan beban pada balok anak lantai, tidak hanya menghitung beban sendiri pada balok anak lantai, tetapi juga menghitung beban peralatan dan *finishing* untuk mendapatkan persyaratan tulangan yang benar untuk balok anak lantai itu sendiri.

Beban Mati (qD)

Beban sendiri plat = $0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$

Ducting AC = 20 kg/m^2

Plumbing = 10 kg/m^2

Plafond + penggantung = $11 \times 7 = 18 \text{ kg/m}^2$

Spesi (2 cm) = $0,2 \times 2100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$

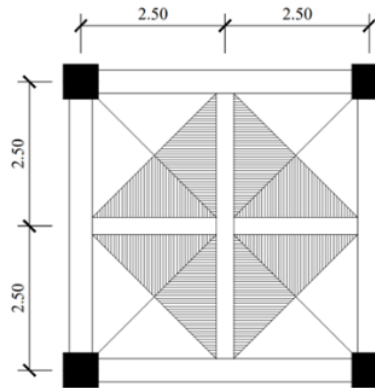
$$\text{Keramik} = 24 \text{ kg/m}^2$$

+

$$\text{Total } qD = 402 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (qL)

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \text{ kg/m}^2$$



Gambar 5.5 Pembebanan Segitiga Pada Balok Anak Lantai

1) Beban Mati

$$\text{Beban sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban ekuivalen} &= \left(\frac{1}{3} \times qD \times Lx \right) \times 2 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 402 \times 2,5 \right) \times 2 = 670 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati} = 288 \text{ kg/m} + 670 \text{ kg/m} = 958 \text{ kg/m}$$

2) Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban ekuivalen} &= \left(\frac{1}{3} \times qL \times Lx \right) \times 2 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 250 \times 2,5 \right) \times 2 = 416,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup} = 416,6 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$Q_u = 1,2 (958) + 1,6 (416,6)$$

$$Q_u = 1816,16 \text{ kg/m}$$

5.6.2. Perhitungan Gaya Dalam

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{11} \times Q_u \times l^2 = \frac{1}{11} \times 1816,16 \times 5^2 = 4127,63 \text{ kgm}$$

$$\text{Momen}_{\text{lapangan}} = \frac{1}{16} \times Q_u \times l^2 = \frac{1}{16} \times 1816,16 \times 5^2 = 2837,75 \text{ kgm}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{1}{2} \cdot Q_U \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1816,16 \cdot 5 = 4540,4 \text{ kg}$$

5.6.3. Syarat Batas Penulangan Balok Anak Lantai

Syarat batas penulangan pada balok anak lantai rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420 \text{ MPa}$, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.6.4. Penulangan Lentur Balok Anak Lantai

Tulangan lentur bordes yang perlu dihitung yaitu ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang diperlukan pada daerah tumpuan dan daerah lapangan sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = 4127,63 \text{ kgm} = 41276300 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 356 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{41276300}{0,8} = 51595375 \text{ Nmm}$$

$$X_{min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 56 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 \frac{600 \cdot 356}{600+420} = 157,06 \text{ mm}$$

$$X_{pakai} = 56 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 56}{420} = 1011,5 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1011,5 \times 420 \times \left(356 - \frac{0,85 \cdot 56}{2} \right) = 141128526 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 51595375 - 141128526 = -89533151 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{51595375}{300 \cdot 356^2} = 1,36$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 1,36}{420}} \right) = 0,0033$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,0018 < 0,0033 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0033$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 300 \times 356 = 352,44 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **5D12** ($A_s = 565,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 565,2 = 282,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D12** ($A_s = 339,1 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{565,2}{300 \times 356} = 0,00529$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{565,2 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 26,60 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 565,2 \cdot 420 \left(356 - \frac{26,60}{2} \right) = 81351496,8 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n$ yang bekerja = 81351496,8 Nmm > 51595375 Nmm (OK)

Daerah Lapangan

$$\text{Momen}_{\text{lapangan}} = 2837,75 \text{ kgm} = 28377500 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 356 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{28377500}{0,8} = 35471875 \text{ Nmm}$$

$$X_{\min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 56 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \frac{600 \cdot 356}{600+420} = 157,06 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 56 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 56}{420} = 1011,5 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1011,5 \times 420 \times \left(356 - \frac{0,85 \cdot 56}{2} \right) = 141128526 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 35471875 - 141128526 = -105656651 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{35471875}{300 \cdot 356^2} = 0,933$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 0,933}{420}} \right) = 0,0023$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,0018 < 0,0023 < 0,023$, maka pakai $\rho = 0,0023$

Tulangan tarik

$$As = \rho \times b \times d = 0,0023 \times 300 \times 356 = 245,64 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **5D12** ($As = 565,2 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$As' = \delta \times As = 0,5 \times 565,2 = 282,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D12** ($As = 339,1 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{565,2}{300 \times 356} = 0,00529$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{565,2 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 26,60 \text{ mm}$$

$$Mn = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 565,2 \cdot 420 \left(356 - \frac{26,60}{2} \right) = 81351496,8 \text{ Nmm}$$

$Mn > Mn \text{ yang bekerja} = 81351496,8 \text{ Nmm} > 35471875 \text{ Nmm}$ (OK)

5.6.5. Penulangan Geser Balok Anak Lantai

Sebagai tulangan geser balok lantai, perlu dihitung ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang dibutuhkan dari area tumpuan dan area lapangan, sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

Beban geser terfaktor: $Vu = 4540,4 \text{ kg} = 45404 \text{ N}$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 356 = 105306,22 \text{ N}$$

Kategori desain:

$$1) \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot Vc = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105306,22 = 31592,87 \text{ N}$$

$$2) \phi \cdot Vc = 0,6 \times 105306,22 = 63183,73 \text{ N}$$

$$3) \phi \cdot Vc + \min \phi \cdot Vs = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 356 = 84543,73 \text{ N}$$

$$4) \phi \cdot Vc + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 189551,19 \text{ N}$$

$$5) \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 315918,66 \text{ N}$$

$$V_u = 45404 \text{ N masuk pada kategori desain ke-2 } \left(\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c \right)$$

berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\phi V_s = \phi \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$0,6 V_s = 0,6 \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \right) \cdot 300 \cdot 356$$

$$V_s = 210612,44$$

$$A_v = 3\phi 10 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,5 \cdot 420 \cdot 356}{210612,44} = 167,19 \text{ mm}$$

$$\text{Max } S = \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

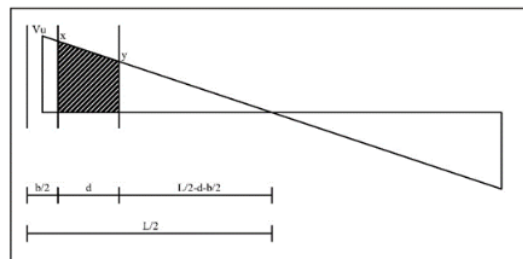
$$= \frac{356}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 178 \leq 600 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **2Ø10 – 100 mm**

Daerah Lapangan

Beban geser terfaktor: $V_u = 4540,4 \text{ kg} = 45404 \text{ N}$



Gambar 5.6 Diagram Geser

Mencari nilai y :

$$\frac{V_u}{\frac{1}{2}L} = \frac{y}{\frac{1}{2}L - \frac{d}{2}}$$

$$\frac{45404}{\frac{1}{2} \cdot 5000} = \frac{y}{\frac{1}{2} \cdot 5000 - \frac{300}{2} - 356}$$

$$y = 36214,23 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 356 = 105306,22 \text{ N}$$

Kategori desain:

- 1) $\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105306,22 = 31592,87 \text{ N}$
- 2) $\phi \cdot V_c = 0,6 \times 105306,22 = 63183,73 \text{ N}$
- 3) $\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 356 = 84543,73 \text{ N}$
- 4) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 189551,19 \text{ N}$
- 5) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63183,73 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 356 = 315918,66 \text{ N}$

$V_u = 45404 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-2 ($\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\phi V_s = \phi \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$0,6 V_s = 0,6 \left(\frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \right) \cdot 300 \cdot 356$$

$$V_s = 210612,44$$

$$A_v = 3\phi 10 = 235,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,5 \cdot 420 \cdot 356}{210612,44} = 167,19 \text{ mm}$$

$$\text{Max } S = \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= \frac{356}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

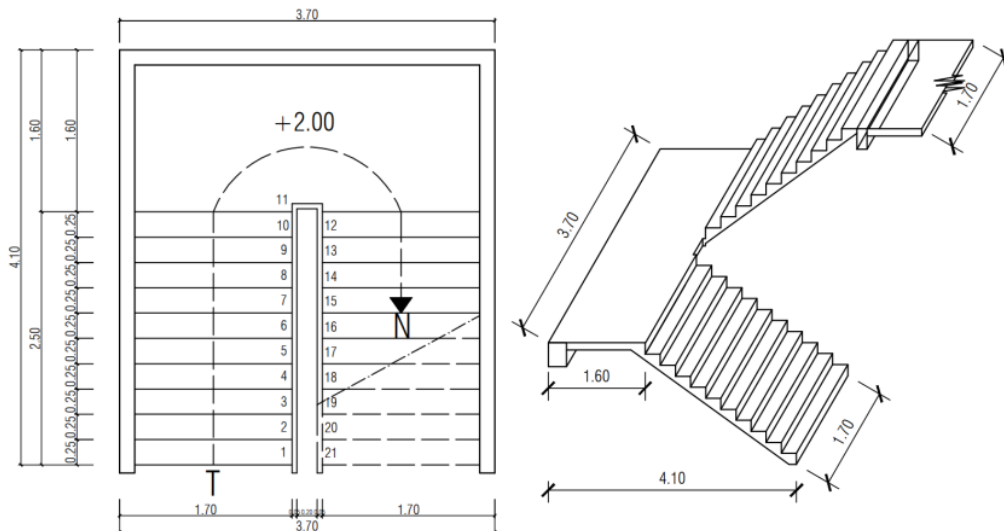
$$= 178 \leq 600 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **2Ø10 – 150 mm**

5.7. Perencanaan Tangga

Tangga adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan antar lantai bangunan yang memiliki perbedaan elevasi. Perencanaan tangga pada gedung hotel Velins ini dengan data sebagai berikut:

- Mutu Beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu Baja (f_y) = 420 MPa
- Beda tinggi lantai = 400 cm
- Elevasi Bordes = 200 cm
- Panjang bordes = 160 cm
- Lebar Bordes = 370 cm
- Tinggi injakan = 18 cm
- Lebar injakan = 25 cm
- Panjang miring = $= \sqrt{200^2 + 250^2} = 320,16$ cm
- Jumlah injakan = 21 buah
- Jumlah injakan (n) = 11 - 1 = 10 buah
- Sudut kemiringan tangga (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{200}{250} \right) = 38,66^\circ$
- Syarat sudut tangga = $\leq 40^\circ =$ memenuhi
- R = $\frac{1}{2} \cdot h \cdot \cos \alpha = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot \cos 38,66^\circ = 7,03$ cm



Gambar 5.7 Perencanaan Tangga

5.7.1. Pembebanan Tangga

Perhitungan beban tangga digunakan untuk menentukan jumlah tulangan yang akan digunakan dalam tangga.

Beban Plat Miring Tangga

1. Beban mati

Beban sendiri plat	$= 0,12 \times 2400 \times \frac{1}{\cos 38,66^\circ} \times 1,7$	$= 626,996 \text{ kg/m}$
Spesi (2 cm)	$= 0,02 \times 2100 \text{ kg/m}^2$	$= 42 \text{ kg/m}$
Keramik (1 cm)	$= 0,01 \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 24 \text{ kg/m}$
Beban anak tangga	$= 0,0703 \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 168,72 \text{ kg/m}$
Beban sandaran		$= 30 \text{ kg/m}$

+

$$\mathbf{qD = 891,716 \text{ kg/m}}$$

2. Beban Hidup

$$\mathbf{\text{Beban hidup plat tangga miring} \quad \mathbf{qL = 300 \text{ kg/m}}}$$

Beban Ultimate

$$\begin{aligned} qU &= 1,2D + 1,6L \\ &= 1,2(891,716) + 1,6(300) \\ &= \mathbf{1550,06 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Beban Plat Bordes Tangga

1. Beban mati

Beban sendiri plat	$= 0,12 \times 2400 \times \frac{1}{\cos 38,66^\circ} \times 1,7$	$= 626,996 \text{ kg/m}$
Spesi (2 cm)	$= 0,02 \times 2100 \text{ kg/m}^2$	$= 42 \text{ kg/m}$
Keramik (1 cm)	$= 0,01 \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 24 \text{ kg/m}$
Beban sandaran		$= 30 \text{ kg/m}$

+

$$\mathbf{qD = 722,996 \text{ kg/m}}$$

2. Beban Hidup

Beban hidup plat tangga bordes

$$qL = 300 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

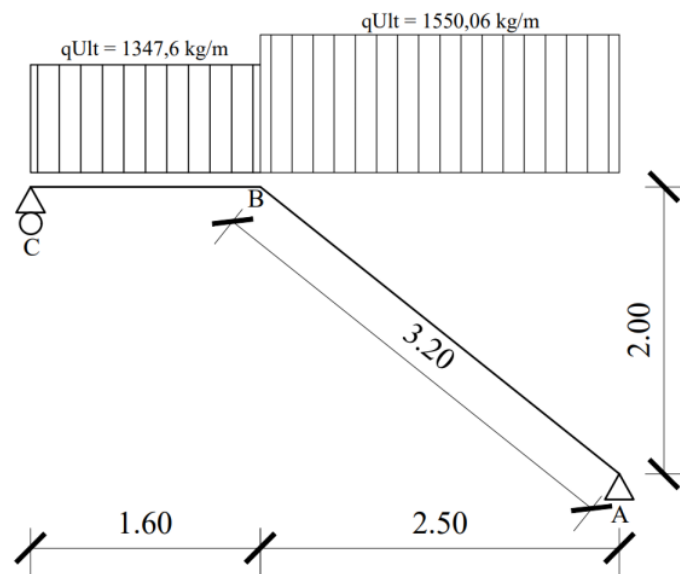
$$Q_u = 1,2D + 1,6L$$

$$= 1,2(722,996) + 1,6(300)$$

$$= 1347,6 \text{ kg/m}$$

5.7.2. Analisa Statika Tangga

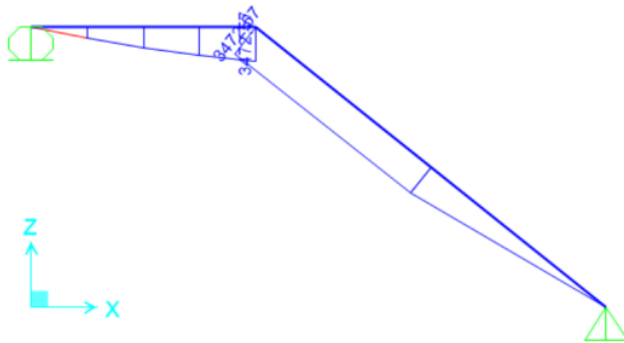
Tangga dianggap konstruksi statis tertentu dengan tumpuan rol dan sendi, dengan metode gambar kesetimbangan gaya x dalam (reaksi bidang M, D, dan N) dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini :



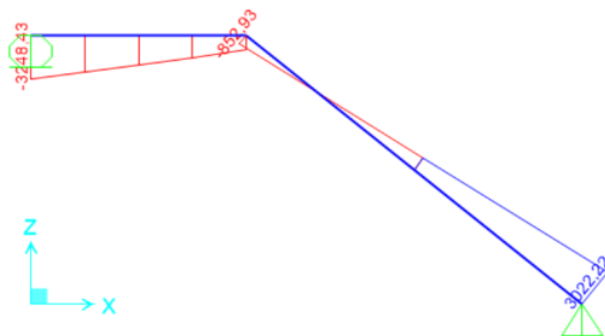
Gambar 5.8 Analisa Statika Tangga

5.7.3. Gaya Dalam Tangga

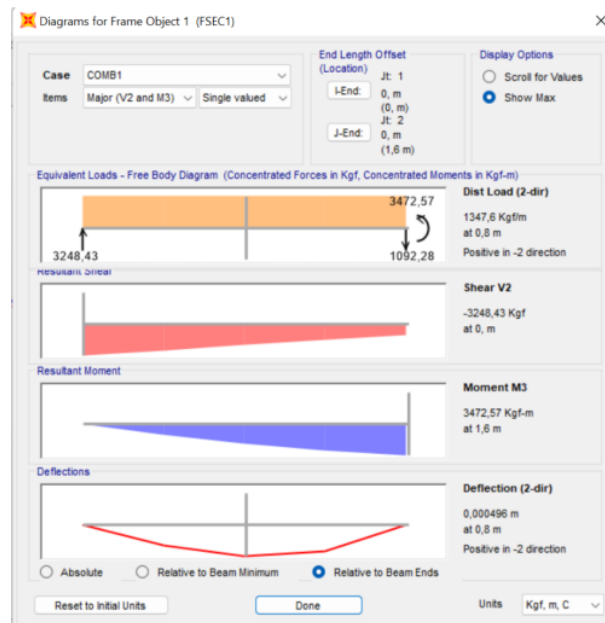
Gaya dalam yang terdapat pada tangga adalah gaya geser dan momen. Program pada komputer digunakan untuk menghitung gaya momen dan geser pada Gambar 5.9 dan 5.10.



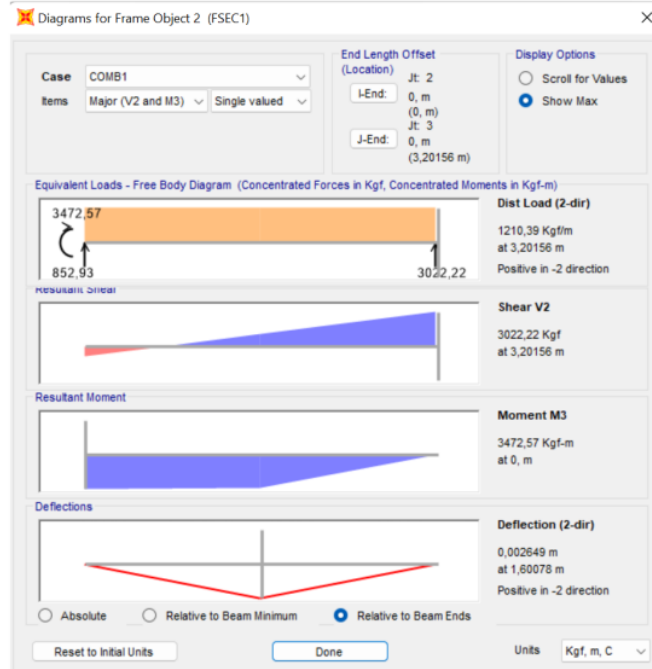
Gambar 5.9 Gaya Momen Pada Tangga



Gambar 5.10 Gaya geser Momen Pada Tangga



Gambar 5.11 Gaya Dalam Plat Bordes



Gambar 5.12 Gaya Dalam Plat Miring

5.7.4. Penulangan Plat Bordes Tangga

Plat bordes tangga harus dihitung untuk menentukan ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang akan dibutuhkan dalam perencanaan sesuai dengan data sebagai berikut:

$$\text{Mutu Baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal plat bordes} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Selimur beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)}$$

$$\text{Tulangan diameter } (\varnothing) = 14 \text{ mm}$$

Tulangan Arah X

$$\text{Mencari tinggi efektif } (d_x) = h - s - \frac{1}{2} \times \varnothing \text{ tulangan arah x}$$

$$= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 14 = 93 \text{ mm}$$

Momen $M_u = 3472,57 \text{ kgm} = 34725700 \text{ Nmm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34725700}{0,8} = 43407125 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{43407125}{1000 \times 93^2} = 5,019$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 5,019}{420}} \right) = 0,013$$

$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,013 < 0,023$ maka pakai $\rho = 0,013$

Tulangan perlu X

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times x \times d = 0,013 \times 1000 \times 93 = 1209 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-100 mm** ($A_s = 1539 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 1209 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut X

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-300 mm** ($A_s = 513 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{susut}}} = 240 \text{ mm}^2$)

Tulangan Arah Y

$$\begin{aligned} \text{Mencari tinggi efektif } (d_y) &= h - s - \frac{1}{2} \times \text{Ø tulangan arah x} - \text{Ø tulangan arah y} \\ &= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 14 - 14 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen $M_u = 3472,57 \text{ kgm} = 34725700 \text{ Nmm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34725700}{0,8} = 43407125 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{43407125}{1000 \times 79^2} = 6,96$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 6,96}{420}} \right) = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,019 < 0,023 \text{ maka pakai } \rho = 0,019$$

Tulangan perlu Y

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,019 \times 1000 \times 79 = 1501 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-100 mm** ($A_s = 1539 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1501 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut Y

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-300 mm** ($A_s = 513 \text{ mm}^2 > A_s \text{ susut} = 240 \text{ mm}^2$)

5.7.5. Kontrol Kekuatan Plat Bordes Tangga

Kontrol kekuatan pada plat bordes tangga dapat dihitung setelah mendapatkan kebutuhan tulangan yang telah ditentukan sebagai berikut:

Kontrol Tulangan Arah X

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \cdot dx} = \frac{1539}{1000 \cdot 93} = 0,017$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1539 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 21,73$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1539 \times 420 \times \left(93 - \frac{21,73}{2} \right) = 53090421,3 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 53090421,3 \text{ Nmm} > M_n \text{ beban} = 43407125 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 300 \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Tulangan Susut:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1}{4} \cdot \phi^2 \times \pi \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 14^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 512,86 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ pakai} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Tulangan Arah Y

$$\rho = \frac{As \text{ pakai}}{b \cdot dy} = \frac{1539}{1000 \cdot 79} = 0,019$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{1539 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 21,73$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1539 \times 420 \times \left(79 - \frac{21,73}{2} \right) = 44041101,3 \text{ Nmm}$$

$$Mn = 44041101,3 \text{ Nmm} > Mn \text{ beban} = 43407125 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 300 \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \emptyset^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 14^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{300} \\ &= 512,86 \text{ mm}^2 \geq \text{Ass pakai} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.7.6. Penulangan Plat Tangga Miring

Plat tangga miring harus dihitung untuk menentukan ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang akan dibutuhkan dalam perencanaan sesuai dengan data sebagai berikut:

$$\text{Mutu Baja } (fy) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Beton } (fc') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal plat bordes} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Selimur beton} = 20 \text{ mm (SNI 2847-2019 tabel 20.6.1.3.1)}$$

$$\text{Tulangan diameter } (\emptyset) = 14 \text{ mm}$$

Tulangan Arah X

$$\begin{aligned} \text{Mencari tinggi efektif } (dx) &= h - s - \frac{1}{2} \times \emptyset \text{ tulangan arah x} \\ &= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 14 \\ &= 93 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen $M_u = 3472,57 \text{ kgm} = 34725700 \text{ Nmm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34725700}{0,8} = 43407125 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{43407125}{1000 \times 93^2} = 5,019$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 5,019}{420}} \right) = 0,013$$

$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,013 < 0,023$ maka pakai $\rho = 0,013$

Tulangan perlu X

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times x \times d = 0,013 \times 1000 \times 93 = 1209 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-100 mm** ($A_s = 1539 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 1209 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut X

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-300 mm** ($A_s = 513 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{susut}}} = 240 \text{ mm}^2$)

Tulangan Arah Y

$$\begin{aligned} \text{Mencari tinggi efektif (d}_y) &= h - s - \frac{1}{2} \times \text{Ø tulangan arah x} - \text{Ø tulangan arah y} \\ &= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 14 - 14 \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen $M_u = 3472,57 \text{ kgm} = 34725700 \text{ Nmm}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34725700}{0,8} = 43407125 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{43407125}{1000 \times 79^2} = 6,96$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 6,96}{420}} \right) = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,019 < 0,023 \text{ maka pakai } \rho = 0,019$$

Tulangan perlu Y

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,019 \times 1000 \times 79 = 1501 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-100 mm** ($A_s = 1539 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1501 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut Y

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **Ø14-300 mm** ($A_s = 513 \text{ mm}^2 > A_s \text{ susut} = 240 \text{ mm}^2$)

5.7.7. Kontrol Kekuatan Plat Tangga Miring

Kontrol kekuatan pada plat tangga miring dapat dihitung setelah mendapatkan kebutuhan tulangan yang telah ditentukan sebagai berikut:

Kontrol Tulangan Arah X

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \cdot dx} = \frac{1539}{1000 \cdot 93} = 0,0165$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1539 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 21,73$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1539 \times 420 \times \left(93 - \frac{21,73}{2} \right) = 53090421,3 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 53090421,3 \text{ Nmm} > M_n \text{ beban} = 43407125 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 300 \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Tulangan Susut:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1}{4} \cdot \phi^2 \times \pi \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 14^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 512,86 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ pakai} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Tulangan Arah Y

$$\rho = \frac{As \text{ pakai}}{b \cdot dy} = \frac{1539}{1000 \cdot 79} = 0,019$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{1539 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 21,73$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1539 \times 420 \times \left(79 - \frac{21,73}{2}\right) = 44041101,3 \text{ Nmm}$$

$$Mn = 44041101,3 \text{ Nmm} > Mn \text{ beban} = 43407125 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal plat} = 300 \leq 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Tulangan Susut:

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \cdot \varnothing^2 \times \pi \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 14^2 \times 3,14 \times \frac{1000}{300} \\ &= 512,86 \text{ mm}^2 \geq \text{Ass pakai} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.8. Perencanaan Balok Bordes

Perencanaan balok bordes dapat dihitung dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$\text{Dimensi balok} \quad h = \frac{l}{16} = \frac{500}{16} = 31,25 \text{ cm} \quad \text{maka, pakai } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 40 = 26,67 \text{ cm} \quad \text{maka, pakai } b = 30 \text{ cm}$$

Diameter tulangan = D-16

Diameter sengkang = Ø12

Mutu beton (fc') = 35 MPa

Mutu baja (fy) = 420 MPa

Selimut beton = 20 mm

2 Pembebanan Balok Bordes

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

Beban akibat beban kerja pada tangga dan bordes

Beban mati

$$qD \text{ bordes} = 464,82 \times 1,6 = 743,712 \text{ kg/m}$$

$$qD \text{ tangga} = 633,54 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,20\right) = 1013,664 \text{ kg/m}$$

$$\text{qD} = 1757,376 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$qL \text{ bordes} = 300 \times 1,6 = 480 \text{ kg/m}$$

$$qL \text{ tangga} = 300 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,20\right) = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{qL} = 960 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$qU = 1,2D + 1,6L$$

$$qU = 1,2 (288+1757,376) + 1,6 (960)$$

$$\text{qU} = 3990,45 \text{ kg/m}$$

5.8.1. Perhitungan Gaya Dalam

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{11} \times qU \times l^2 = \frac{1}{11} \times 3990,45 \times 5^2 = 9069,20 \text{ kgm}$$

$$\text{Momen}_{\text{lapangan}} = \frac{1}{16} \times qU \times l^2 = \frac{1}{16} \times 3990,45 \times 5^2 = 6235,08 \text{ kgm}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{1}{2} \times qU \times l = \frac{1}{2} \times 3990,45 \times 5 = 9976,13 \text{ kg}$$

5.8.2. Syarat Batas Penulangan Balok Bordes

Syarat batas penulangan pada balok anak lantai rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35$ MPa, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.8.3. Penulangan Lentur Balok Bordes

Tulangan lentur balok bordes yang perlu dihitung yaitu ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang diperlukan pada daerah tumpuan dan daerah lapangan sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

$$M_{\text{tumpuan}} = 9069,20 \text{ kgm} = 90692000 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 20 - 12 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 376 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{90692000}{0,8} = 113365000 \text{ Nmm}$$

$$X_{\min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 20 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 40 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \frac{600 \cdot 376}{600 + 420} = 165,88 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 50 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 50}{420} = 903,13 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 903,13 \times 420 \times \left(376 - \frac{0,85 \cdot 50}{2} \right) = 134561854,35 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 113365000 - 134561854,35 = -21196854,35 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{113365000}{300 \cdot 376^2} = 2,67$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 2,67}{420}} \right) = 0,0067$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0067 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0067$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0067 \times 300 \times 376 = 755,76 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **4D16** ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 804 = 402 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D16** ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{804}{300 \times 376} = 0,0071$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{804 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 37,84 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 804 \cdot 420 \left(376 - \frac{37,84}{2} \right) = 120578774,4 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_n \text{ yang bekerja} = 120578774,4 \text{ Nmm} > 113365000 \text{ Nmm (OK)}$$

Daerah Lapangan

$$\text{Momen}_{\text{lapangan}} = 6235,08 \text{ kgm} = 62350800 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \varnothing \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 20 - 12 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 376 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{62350800}{0,8} = 77938500 \text{ Nmm}$$

$$X_{\text{min}} = d' = s + \varnothing \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 20 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 16 = 40 \text{ mm}$$

$$X_{\text{max}} = 0,75 \frac{600 \cdot 376}{600 + 420} = 165,88 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 40 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 40}{420} = 722,5 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 722,5 \times 420 \times \left(376 - \frac{0,85 \cdot 40}{2} \right) = 108938550 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 77938500 - 108938550 = -31000050 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{77938500}{300 \cdot 376^2} = 1,84$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 1,84}{420}} \right) = 0,0045$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0045 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0045$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0045 \times 300 \times 376 = 507,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D16** ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 603 = 301,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **2D16** ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{603}{300 \times 376} = 0,0053$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{603 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 28,38 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 603 \cdot 420 \left(376 - \frac{28,38}{2} \right) = 91632000,6 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n$ yang bekerja = $91632000,6 \text{ Nmm} > 77938500 \text{ Nmm}$ (OK)

5.8.4. Penulangan Geser Balok Bordes

Sebagai tulangan geser balok bordes, perlu dihitung ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang dibutuhkan dari area tumpuan dan area lapangan, sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

Beban geser terfaktor: $V_u = 9976,13 \text{ kg} = 99761,3 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 376 = 111222,3 \text{ N}$$

Kategori desain:

- 1) $\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 111222,3 = 33366,7 \text{ N}$
- 2) $\phi \cdot V_c = 0,6 \times 111222,3 = 66733,4 \text{ N}$
- 3) $\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 66733,4 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 376 = 89293,4 \text{ N}$
- 4) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 66733,4 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 376 = 200200,16 \text{ N}$
- 5) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 66733,4 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 376 = 333667 \text{ N}$

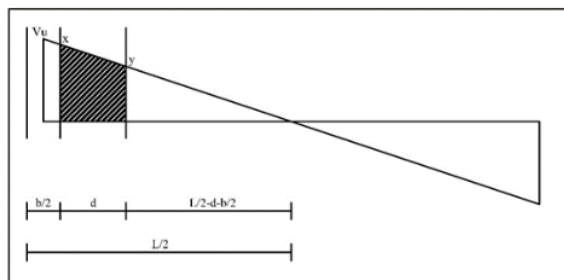
$V_u = 99761,3 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-4 ($\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\begin{aligned} \text{Max } S &= \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \\ &= \frac{376}{2} \leq 600 \text{ mm} \\ &= 188 \leq 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak sengkang **2Ø12 – 100 mm**

Daerah Lapangan

Beban geser terfaktor: $V_u = 9976,13 \text{ kg} = 99761,3 \text{ N}$



Gambar 5.13 Diagram Geser

Mencari nilai y :

$$\frac{V_u}{\frac{1}{2}L} = \frac{y}{\frac{1}{2}L - \frac{b}{2} - d}$$

$$\frac{99761,3}{\frac{1}{2} \cdot 5000} = \frac{y}{\frac{1}{2} \cdot 5000 - \frac{300}{2} - 376}$$

$$y = 78771,52 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 376 = 111222,3 \text{ N}$$

Kategori desain:

- 1) $\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 111222,3 = 33366,7 \text{ N}$
- 2) $\phi \cdot V_c = 0,6 \times 111222,3 = 66733,4 \text{ N}$
- 3) $\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 66733,4 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 376 = 89293,4 \text{ N}$
- 4) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d = 66733,4 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 376 = 200200,16 \text{ N}$
- 5) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d = 66733,4 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 376 = 333667 \text{ N}$

$V_u = 99761,3$ N masuk pada kategori desain ke-4 ($\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\begin{aligned} \text{Max } S &= \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \\ &= \frac{376}{2} \leq 600 \text{ mm} \\ &= 188 \leq 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak sengkang **2Ø12 – 150 mm**

5.9. Perencanaan Balok Penggantung pada Lift

Subbab ini berkaitan dengan perencanaan balok penggantung lift yang terdapat pada ruang mesin lift. Untuk perencanaan ini dapat menggunakan data sebagai berikut:

Balok lift	= 30 m x 40 m
Tipe lift	= Duplex
Merk	= Hyundai Passenger Elevator
Kapasitas	= 18 orang (1350 kg)
Kecepatan	= 1,5 m/sec
Lebar pintu (<i>Open Width</i>)	= 1100 mm
Dimensi sangkar (<i>Carsize</i>)	= 2000 x 1450 mm ²
Dimensi ruang luncur (<i>Hoistway</i>)	= 2500 x 2150 mm ²
Dimensi ruang mesin (<i>Machine</i>)	= 2850 x 3950 mm ²
Beban reaksi pada ruang mesin (<i>Reaction Load</i>)	
R1	= 7800 kg
R2	= 6000 kg

Beban yang bekerja pada balok penggantung lift yaitu beban mesin penggerak lift, berat kereta luncur, beban akibat bandul dan perlengkapan.

5.9.1. Koefisien Kejut Beban Hidup oleh Beban Keran

Berdasarkan SNI 03-1727-1989 pasal 2.1.2 menyebutkan bahwa beban keran yang dialami struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat beban muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan menggunakan rumus berikut:

$$\psi = (1 + k_1 \times k_2 \times v) \geq 1,15$$

$$\psi = (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15$$

$$\psi = 1,78 \geq 1,15$$

Keterangan:

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkat muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu lebih dari 1,00 m/dt.

k_1 = koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya, menggunakan mesin sangkar asinkron dan mesin termis dengan kopling yang diambil yaitu 1,3

Maka, beban yang bekerja pada balok penggantung lift adalah:

$$P_{u1} = R1 \times \psi = 7800 \times 1,78 = 13884 \text{ kg}$$

$$P_{u2} = R2 \times \psi = 6000 \times 1,78 = 10680 \text{ kg}$$

$$P = P_{u1} + P_{u2} = 13884 + 10680 = 24564 \text{ kg}$$

5.9.2. Pembebanan Balok Penggantun Lift

- 1) Beban terpusat

$$\text{Beban terpusat lift} = 24564 \text{ kg}$$

$$\text{Beban kapasitas elevator} = 1350 \text{ kg}$$

+

$$\text{Total} = 25914 \text{ kg}$$

- 2) Beban merata

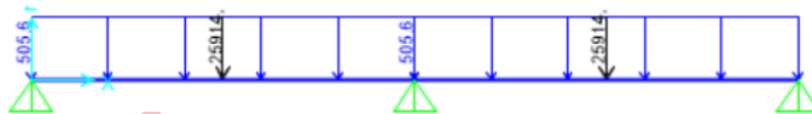
$$\text{Beban sendiri balok} = 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban pekerja} = 100 \text{ kg/m}$$

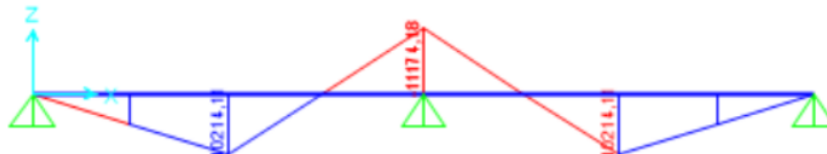
- 3) Kombinasi beban

$$1,2D + 1,6L = 1,2(288) + 1,6(100) = 505,6 \text{ kg/m}$$

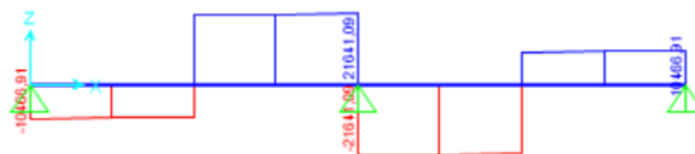
Statika pembebanan pada balok penggantung lift dapat dilihat pada Gambar 5.14. Analisa gaya-gaya dalam akan dianalisa menggunakan program struktur yang terdapat di komputer sehingga mendapatkan gaya lentur (M_u) pada Gambar 5.15 serta gaya geser (V_u) pada Gambar 5.16. *Output* yang didapatkan dari analisa struktur hasil pembebanan balok penggantung lift dapat dilihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.14 Pembebanan Balok Penggantun lift



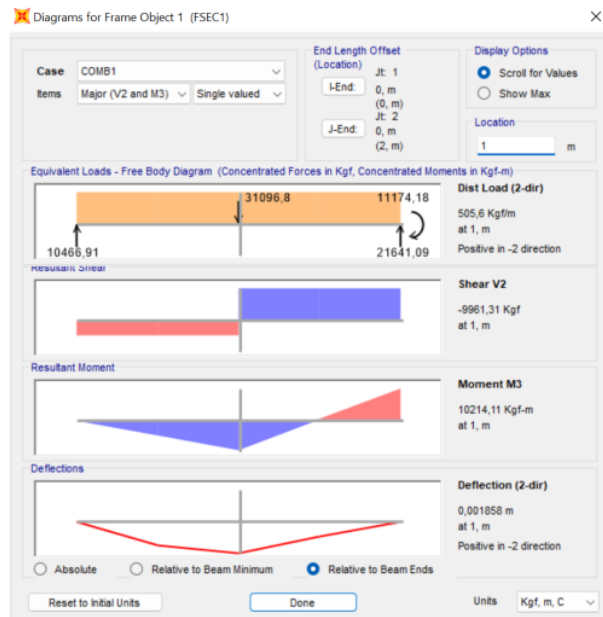
Gambar 5.15 Momen Lentur (M_u) pada Balok penggantung lift



Gambar 5.16 Gaya Geser (V_u) pada Balok penggantung lift



Gambar 5.17 Gaya Dalam Tumpuan Balok Penggantung Lift



Gambar 5.18 Gaya Dalam Lapangan Balok Penggantung Lift

Gaya geser pada balok penggantung *lift*

$$V_{\text{terpusat}} = 25914 \text{ kg}$$

$$V_{\text{merata}} = 505,6 \text{ kg/m}$$

$$V_{\text{total}} = (505,6 \times 3) + 25914 = 27430,8 \text{ kg/m}$$

5.9.3. Syarat Batas Penulangan Balok Penggantung *Lift*

Syarat batas penulangan pada balok penggantung *lift* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420 \text{ MPa}$, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

5.9.4. Penulangan Lentur Balok Penggantung *Lift*

Tulangan lentur balok penggantung *lift* yang perlu dihitung yaitu ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang diperlukan pada daerah tumpuan dan daerah lapangan sebagai berikut:

$$\text{Diameter tulangan} = D22$$

$$\text{Diameter sengkang} = \emptyset 13$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)}$$

Daerah Tumpuan

$$\text{Momen}_{\text{tumpuan}} = 11174,18 \text{ kgm} = 111741800 \text{ Nmm}$$

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 13 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 358 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{111741800}{0,8} = 139677250 \text{ Nmm}$$

$$X_{\text{min}} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 64 \text{ mm}$$

$$X_{\text{max}} = 0,75 \frac{600 \cdot 358}{600 + 420} = 158 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 70 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sc}} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 70}{420} = 1264,4 \text{ mm}$$

$$M_{\text{nc}} = A_{\text{sc}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1264,4 \times 420 \times \left(358 - \frac{0,85 \cdot 70}{2} \right) = 174316506 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{ns}} = M_n - M_{\text{nc}} = 139677250 - 174316506 = -34639256 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{\text{nc}} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{139677250}{300 \cdot 358^2} = 3,6$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 3,6}{420}} \right) = 0,0092$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0092 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0092$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0092 \times 300 \times 358 = 988,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D22** ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 1140 = 570 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **2D22** ($A_s = 760 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1140}{300 \times 358} = 0,011$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1140 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 53,65 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1140 \cdot 420 \left(358 - \frac{53,65}{2} \right) = 158566590 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n$ yang bekerja = 158566590 Nmm > 139677250 Nmm (OK)

Daerah Lapangan

Momen_{lapangan} = 10214,11 kgm = 102141100 Nmm

$$d = h - s - \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$d = 400 - 40 - 13 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 358 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{102141100}{0,8} = 127676375 \text{ Nmm}$$

$$X_{min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 64 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 \frac{600 \cdot 358}{600 + 420} = 158 \text{ mm}$$

$X_{pakai} = 64 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 \cdot 64}{420} = 1156 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1156 \times 420 \times \left(358 - \frac{0,85 \cdot 64}{2} \right) = 160610016 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 127676375 - 160610016 = -32933641 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{127676375}{300 \cdot 358^2} = 3,3$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 3,3}{420}} \right) = 0,0083$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,0083 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,0083$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0083 \times 300 \times 358 = 891,42 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D22** ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 1140 = 570 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **2D22** ($A_s = 760 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1140}{300 \times 358} = 0,011$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1140 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 300} = 53,65 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1140 \cdot 420 \left(358 - \frac{53,65}{2} \right) = 158566590 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_n \text{ yang bekerja} = 158566590 \text{ Nmm} > 127676375 \text{ Nmm (OK)}$$

5.9.5. Penulangan Geser Balok Penggantung Lift

Sebagai tulangan geser balok penggantung *lift*, perlu dihitung ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang dibutuhkan dari area tumpuan dan area lapangan, sebagai berikut:

Daerah Tumpuan

$$\text{Beban geser terfaktor: } V_u = 27430,8 \text{ kg} = 274308 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 358 = 105897,8 \text{ N}$$

Kategori desain:

- 1) $\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105897,8 = 31769,34 \text{ N}$
- 2) $\phi \cdot V_c = 0,6 \times 105897,8 = 63538,68 \text{ N}$
- 3) $\phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 63538,68 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 358 = 85018,68 \text{ N}$
- 4) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d = 63538,68 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 358 = 190616,07 \text{ N}$
- 5) $\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d = 63538,68 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 358 = 317693,47 \text{ N}$

$V_u = 274308 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-5 ($\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\begin{aligned} \text{Max } S &= \frac{d}{2} \leq 300 \text{ mm} \\ &= \frac{358}{2} \leq 300 \text{ mm} \\ &= 179 \leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak sengkang s dicoba menggunakan = 75 mm

$$A_v = \frac{1}{4} \times 3,14 \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0,6 \cdot 265,33 \cdot 420 \cdot 358}{75} = 319160,15 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c = 319160,15 + 63538,68 = 382698,83 \text{ N}$$

Dikarenakan $\phi V_n > V_u = 382698,83 \text{ N} > 274308 \text{ N}$, sehingga dapat menggunakan sengkang **2Ø13-75 mm**.

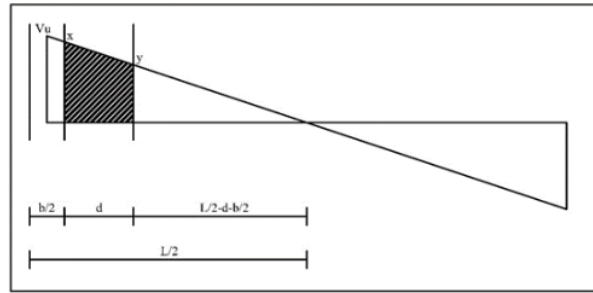
Daerah Lapangan

Beban geser terfaktor: $V_u = 27430,8 \text{ kg} = 274308 \text{ N}$

$$\frac{V_u}{\frac{1}{2}L} = \frac{y}{\frac{1}{2}L - \frac{b}{2} - d}$$

$$\frac{274308}{\frac{1}{2} \cdot 2000} = \frac{y}{\frac{1}{2} \cdot 2000 - \frac{300}{2} - 358}$$

$$y = 134959,54 \text{ N}$$



Gambar 5.19 Diagram Geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 358 = 105897,8 \text{ N}$$

Kategori desain:

$$6) \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 105897,8 = 31769,34 \text{ N}$$

$$7) \phi \cdot V_c = 0,6 \times 105897,8 = 63538,68 \text{ N}$$

$$8) \phi \cdot V_c + \min \phi \cdot V_s = 63538,68 + 0,6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 358 = 85018,68 \text{ N}$$

$$9) \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63538,68 + 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 358 = 190616,07 \text{ N}$$

$$10) \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 63538,68 + 0,6 \times \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 358 = 317693,47 \text{ N}$$

$V_u = 274308 \text{ N}$ masuk pada kategori desain ke-5 ($\phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \cdot \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$) berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.6.3.1 memerlukan tulangan minimum.

$$\text{Max } S = \frac{d}{2} \leq 300 \text{ mm} = \frac{358}{2} \leq 300 \text{ mm}$$

$$= 179 \leq 300 \text{ mm}$$

Jarak sengkang s dicoba menggunakan = 100 mm

$$A_v = \frac{1}{4} \times 3,14 \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0,6 \cdot 265,33 \cdot 420 \cdot 358}{100} = 239370,11 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c = 239370,11 + 63538,68 = 302908,79 \text{ N}$$

Dikarenakan $\phi V_n > V_u = 302908,79 \text{ N} > 274308 \text{ N}$, sehingga dapat menggunakan sengkang **2Ø13-100 mm**.

BAB VI

PEMBEBANAN BEBAN GEMPA

Beban gempa direncanakan berdasarkan peraturan SNI 1726-2019 terkait Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Beban akan dibebankan ke struktur utama gedung, kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap simpangan antar lantai dan pemeriksaan kelayakan gedung berdasarkan kategori gedung tahan gempa.

6.1. Data Perencanaan Struktur

Perencanaan gedung hotel velins dengan struktur beton bertulang tahan gempa yang sesuai dengan SNI 2847-2019 dengan data perencanaan sebagai berikut:

Mutu beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Dimensi balok induk	= 40 x 60 cm
Dimensi balok anak	= 30 x 40 cm
Dimensi kolom	= 60 x 60 cm
Tinggi bangunan	= 40 m
Tinggi tiap lantai	= 4 m

6.2. Pembebanan pada Struktur

Pembebanan pada struktur yang harus dihitung untuk mengidentifikasi beban yang bekerja. Beban yang diterima struktur yaitu beban gravitasi dan beban gempa. Pada subbab ini akan membahas terkait pembebanan struktur gravitasi dan pembebanan struktur gempa.

6.2.1. Pembebanan Gravitasi pada Struktur

Beban gravitasi yang terdapat pada suatu struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang bekerja pada setiap lantai, dengan beban setiap lantai sebagai berikut:

Perhitungan Berat pada Masing-masing Lantai (Lantai 1 – Lantai 9)

Beban Mati (W_D) Lantai 1-9

Plat	= $24 \times 35 \times 0,12 \times 2400$	= 241920 kg
Balok induk	= $(5 \times 74 + 4 \times 8) (0,4 \times 0,6 \times 2400)$	= 231552 kg
Balok anak	= $(5 \times 63 + 4 \times 7) (0,3 \times 0,4 \times 2400)$	= 98784 kg
Kolom	= $(42 \times 4) (0,6 \times 0,6 \times 2400)$	= 145152 kg
Dinding	= $(5 \times 74) \times 250 \times 4$	= 370000 kg
Plafond	= $24 \times 35 \times 18$	= 15120 kg
Ducting AC	= $24 \times 35 \times 20$	= 16800 kg
Plumbing	= $24 \times 35 \times 10$	= 8400 kg
Spesi 2 cm	= $24 \times 35 \times 42$	= 35280 kg
Keramik	= $24 \times 35 \times 24$	= 20160 kg

+

Beban mati $W_D = 1183168$ kg

Beban Hidup (W_L)

$$\text{Lantai 1-9 } W_L = 24 \times 35 \times 250 = 210000 \text{ kg}$$

Bedasarkan peraturan SNI 03-1727-1989 pasal 2.1.2 tabel 4

diketahui bahwa nilai beban hidup dapat dikalikan dengan faktor reduksi untuk gedung yang beroperasi sebagai hotel peninjauan gempa sebesar 0,30, sehingga diperoleh nilai beban hidup sebagai berikut:

$$W_L = 0,30 \times 210000 = 63000 \text{ kg}$$

Total Berat Tiap Lantai:

$$W_{H1-9} = W_D + W_L = 1183168 + 63000 = 1246168 \text{ kg}$$

Perhitungan Berat pada Lantai Atap (W_{atap})

Beban Mati (W_D)

Plat	= 24 x 35 x 0,12 x 2400	= 241920 kg
Balok induk	= (5 x 74 + 4 x 8) (0,4 x 0,6 x 2400)	= 231552 kg
Balok anak	= (5 x 63 + 4 x 7) (0,3 x 0,4 x 2400)	= 98784 kg
Kolom	= (42 x 2) (0,6 x 0,6 x 2400)	= 72576 kg
Dinding	= (5 x 74) x 250 x 2	= 185000 kg
Plafond	= 24 x 35 x 18	= 15120 kg
Ducting	= 24 x 35 x 20	= 16800 kg
Plumbing	= 24 x 35 x 10	= 8400 kg
Aspal	= 24 x 35 x 14	= 11760 kg
Spesi 2 cm	= 24 x 35 x 42	= 35280 kg
Finishing	= 24 x 35 x 21	= 17640 kg

+

Beban mati $W_D = 934832$ kg

Beban Hidup (W_L)

$$\text{Lantai 10 } W_L = 24 \times 35 \times 100 = 84000 \text{ kg}$$

Bedasarkan peraturan SNI 03-1727-1989 pasal 2.1.2 tabel 4 diketahui bahwa nilai beban hidup dapat dikalikan dengan faktor reduksi untuk gedung yang beroperasi sebagai hotel peninjauan gempa sebesar 0,30. Sehingga diperoleh nilai beban hidup sebagai berikut:

$$W_L = 0,30 \times 84000 = 25200 \text{ kg}$$

Total Berat Atap:

$$W_{H10} = W_D + W_L = 934832 + 25200 = 960032 \text{ kg}$$

Berdasarkan hasil perhitungan berat tiap lantai pada lantai 1 hingga 10 (atap), hasil perhitungan tersebut kemudian ditampilkan pada Tabel 6.1.

Tabel 6.1 Berat Struktur Tiap Lantai

Lantai	Tinggi (h)	Berat tiap lantai (W)
	(m)	(kg)
10	40	960032
9	36	1246168
8	32	1246168
7	28	1246168
6	24	1246168
5	20	1246168
4	16	1246168
3	12	1246168
2	8	1246168
1	4	1246168
Total (Σ)		12175544

6.3. Pembebanan Gempa pada Struktur

Perencanaan beban gempa dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Beban gempa didistribusikan sebagai beban ekuivalen (F_i) di atas ketinggian bangunan. Penentuan jenis tanah menggunakan data tanah SPT seperti pada tabel 6.2. Kemudian setelah mengetahui jenis tanah dapat menentukan respon spektral melalui <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id>.

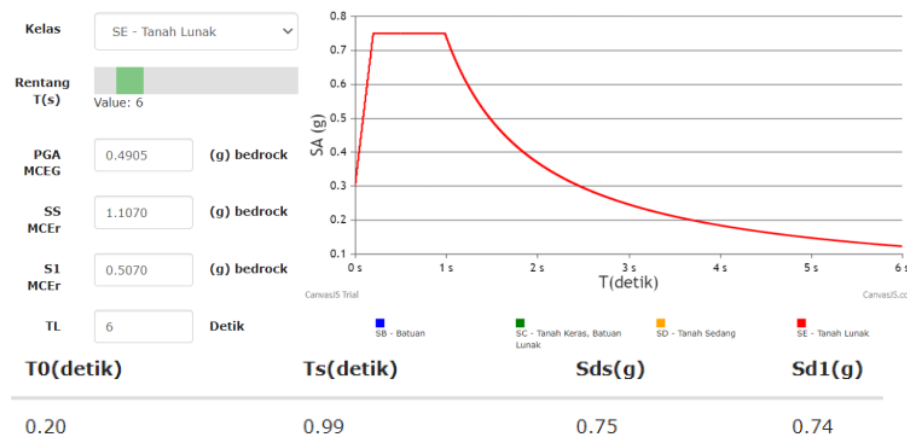
Tabel 6.2 Data Tanah Kota Yogyakarta

No	Kedalaman (m)	Description Soil	Tebal (m)	Nilai SPT	$N' = T/N$
1	0,00 - 2,00	Pasir sedang (coklat, abu-abu)	2	5	0,400
2	2,00 - 4,00		2	6	0,333
3	4,00 - 6,00		2	16	0,125
4	6,00 - 8,00	Pasir kasar (coklat, hitam)	2	17	0,118
5	8,00 - 10,00		2	12	0,167
6	10,00 - 12,00		2	6	0,333
7	12,00 - 14,00	Pasir sedang (coklat, hitam)	2	12	0,167
8	14,00 - 16,00	Pasir kasar (coklat, hitam)	2	16	0,125
9	16,00 - 18,00		2	60	0,033
10	18,00 - 20,00		2	60	0,033
11	20,00 - 22,00	Pasir (coklat, abu-abu)	2	51	0,039
12	22,00 - 24,00		2	52	0,038
13	24,00 - 26,00	Pasir (coklat, abu-abu)	2	55	0,036
14	26,00 - 28,00	Pasir kasar (coklat, abu-abu)	2	56	0,036
15	28,00 - 30,00		2	58	0,034
Total (Σ)			30		2,019

Diambil kedalaman 30 meter untuk mengetahui jenis tanah dengan rumus:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n di/ni} = \frac{30}{2,019} = 14,86$$

Berdasarkan SNI 1726-2019 Tabel 5 terkait Klasifikasi Situs dengan nilai $\bar{N} = 14,86$, maka tanah tersebut termasuk dalam kategori tanah lunak (SE), dikarenakan $\bar{N} = 14,86 \leq 15$. Dari hasil yang telah didapatkan untuk nilai respon spektra tanah lunak dapat dilihat pada gambar 6.1.



Gambar 6.1 Grafik Respons Spektrum Kota Yogyakarta

Fungsi respons spektrum yaitu untuk mendapatkan hasil dari data-data sebagai berikut:

$S_s = 1,107$ g (parameter respon spektral percepatan gempa periode pendek)

$S_1 = 0,507$ g (parameter respon spektral percepatan gempa periode 1 detik)

$F_a = 1,1$ g (faktor amplifikasi getaran terkait percepatan getaran periode pendek)

$F_v = 2,2$ g (faktor amplifikasi getaran terkait percepatan getaran periode 1 detik)

$S_{MS} = 1,218$ g (parameter spektrum respon percepatan getaran periode pendek)

$S_{M1} = 1,115$ g (parameter spektrum respon percepatan getaran periode 1 detik)

$S_{DS} = 0,812$ g (percepatan desain periode pendek)

$S_{D1} = 0,743$ g (percepatan desain periode 1 detik)

$T_0 = 0,183$ detik (periode pendek)

$T_s = 0,915$ detik (periode 1 detik)

Periode Fundamental Struktur

Saat menentukan periode fundamental struktur T, diperbolehkan menggunakan periode pendekatan (T_a), berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.8.2.1, dimana (T_a) tidak boleh melebihi hasil koefisien batas atas pada periode yang dihitung (C_u), dengan rumus sebagai berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana:

$$C_t = 0,0466 \text{ (SNI 1726-2019 pasal 7.8.2.1)}$$

$$X = 0,9 \text{ (SNI 1726-2019 pasal 7.8.2.1)}$$

$$h_n = 40 \text{ meter (tinggi bangunan)}$$

$$T_a = 0,0466 \times 40^{0,9} = 1,29 \text{ detik}$$

$S_{D1} = 0,745$ didapat koefisien $C_u = 1,4$ (SNI 1726-2019 pasal 7.8.2 tabel 17) sehingga:

$$T_a < C_u = 1,29 < 1,4 \text{ (OK)}$$

Distribusi Beban Gempa

Saat menghitung distribusi beban terlebih dahulu perlu mengetahui beban geser dasar seismik $S_{DS} = 0,812$, dengan nilai $R = 8$ (SNI 1726-2019 pasal 7.2.2 tabel 12) dan untuk faktor keutamaan gedung untuk hotel velins ini $I_e = 1,0$ berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.2 tabel 3 menyatakan bahwa gedung hotel termasuk dalam kategori resiko II.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,812}{\left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,1015$$

Nilai tidak boleh lebih besar dari:

$$C_{s_{\max}} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,812}{1,29\left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,0787 < 0,1015$$

2 Nilai C_s tidak boleh lebih kurang dari:

$$C_{s_{\min}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_{s_{\min}} = 0,044 \times 0,812 \times 1,0 \geq 0,01$$

$$C_{s_{\min}} = 0,0357 \geq 0,01$$

Nilai $C_s = 0,0787 < 0,1015$, maka dipakai nilai $C_s = 0,0787$

Sehingga didapat nilai beban gaya geser dasar seismic dengan rumusan:

$$V = C_s \times W = 0,0787 \times 12175544 = 958215,31 \text{ kg}$$

Untuk distribusi gaya gempa (F_i) dapat dihitung sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7.8.3 dengan rumus sebagai berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i^k}{\sum W \cdot Z^k} \cdot V$$

Dimana:

F_i = faktor gaya gempa nominal ekuivalen

W_i = beban pada lantai ke 1, termasuk juga beban hidup yang sesuai

Z_i = ketinggian pada lantai ke- i

V = beban geses dasar seismic

$k = T_a \leq 0,5$ maka menggunakan 1, jika $T_a \geq 2,5$ maka menggunakan 2

Namun jika $0,5 \leq T_a \leq 2,5$ maka nilai k perlu ditentukan dengan interpolasi linier dengan rumus:

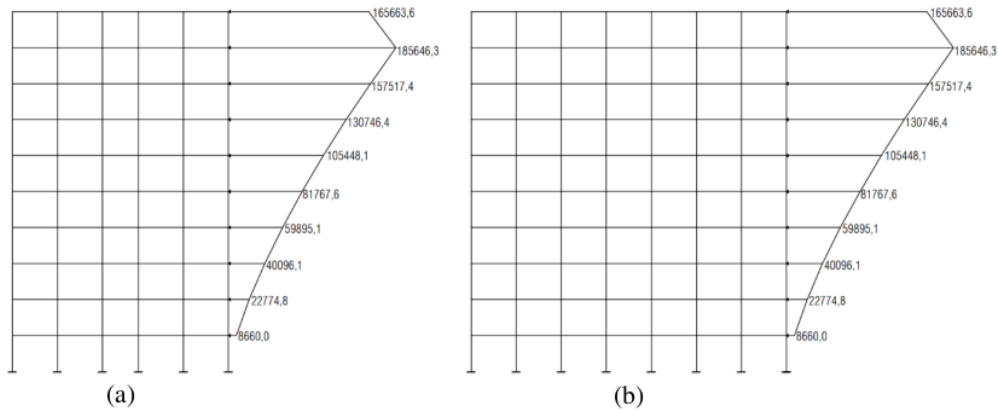
$$k = 1 + \frac{1,29-0,5}{2,5-0,5} \times (2-1) = 1,395$$

Untuk perhitungan nilai faktor gaya gempa nominal ekuivalen (F_i) pada lantai 1 – 10 dapat dilihat pada Tabel 6.3.

Tabel 6.3 Distribusi Beban Gempa

Lantai	Beban Geser	Tinggi Lantai	Berat tiap	Faktor	Momen	Fi
	(Kg)	(Zi)	lantai (Wi)		$W \cdot Z^k$	
	(Kg)	(m)	(Kg)	(k)		
10	958215,31	40	960032	1,395	164876742	165663,6
9	958215,31	36	1246168	1,395	184764522,3	185646,3
8	958215,31	32	1246168	1,395	156769226,2	157517,4
7	958215,31	28	1246168	1,395	130125391,4	130746,4
6	958215,31	24	1246168	1,395	104947301,7	105448,1
5	958215,31	20	1246168	1,395	81379204,25	81767,6
4	958215,31	16	1246168	1,395	59610665,55	59895,1
3	958215,31	12	1246168	1,395	39905654,04	40096,1
2	958215,31	8	1246168	1,395	22666638,94	22774,8
1	958215,31	4	1246168	1,395	8618869,06	8660,0
Total			12175544		953664215,5	

Hasil dari perhitungan gaya lateral sumbu x dan y kemudian digambarkan, terlihat pada gambar 6.2 untuk gaya gempa dengan arah x dan y.



Gambar 6.2 Gaya Gempa Tiap Lantai Arah X (a) dan Arah Y (b)

6.3.1. Kombinasi Beban

Setelah menghitung beban akibat gempa dan gravitasi, semua beban tersebut dihitung dengan menggunakan faktor kombinasi yang terkait dengan SNI 1726-2019, dan hasilnya sesuai dengan Tabel 6.4.

Tabel 6.4 Kombinasi Beban

No	Type	Kombinasi Beban
1	Combo 1	1,4D
2	Combo 2	1,2D + 1,6L
3	Combo 3	1,2D + 0,5L + Gx + 0,3Gy
4	Combo 4	1,2D + 0,5L + Gx - 0,3Gy
5	Combo 5	1,2D + 0,5L - Gx + 0,3Gy
6	Combo 6	1,2D + 0,5L - Gx - 0,3Gy
7	Combo 7	0,9D + Gx + 0,3Gy
8	Combo 8	0,9D + Gx - 0,3Gy
9	Combo 9	0,9D - Gx + 0,3Gy
10	Combo 10	0,9D - Gx - 0,3Gy
11	Combo 11	1,2D + 0,5L + 0,3Gx + Gy
12	Combo 12	1,2D + 0,5L + 0,3Gx - Gy
13	Combo 13	1,2D + 0,5L - 0,3Gx + Gy
14	Combo 14	1,2D + 0,5L - 0,3Gx - Gy
15	Combo 15	0,9D + 0,3Gx + Gy
16	Combo 16	0,9D + 0,3Gx - Gy
17	Combo 17	0,9D - 0,3Gx + Gy
18	Combo 18	0,9D - 0,3Gx - Gy

6.3.2. Batas Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai didesain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δa) untuk membatasi kemungkinan keruntuhan yang fatal dan benturan antar bangunan. Oleh sebab itu, simpangan antar lantai dapat dihitung berdasarkan rumus yang terdapat pada SNI 1726-2019 pasal 7.8.6 sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} < \Delta a$$

Dimana:

δ_x = defleksi pusat massa di tingkat x (mm)

δ_{xe} = defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau yang diakibatkan gaya gempa lateral

C_d = faktor pembesaran defleksi (SNI 1726-2019 tabel 12)

I_e = faktor keutamaan gedung

Δa = simpangan antar lantai

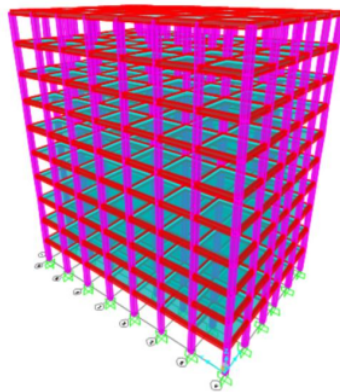
Simpangan antar lantai dapat dilihat berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.12.1 tabel 20 sebagai berikut:

$$\Delta a = 0,025 \times h_{sx} = 0,025 \times 4000 = 100 \text{ mm}$$

Dalam perhitungan simpangan lantai, dapat diambil contoh δ_x dan δ_y pada lantai 2

$$\Delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \cdot (4,310)}{1,0} = 23,707 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = \frac{C_d \cdot \delta_{ye}}{I_e} = \frac{C_d \cdot \delta_{ye}}{I_e} = \frac{5,5 \cdot (4,8692)}{1,0} = 26,781 \text{ mm}$$



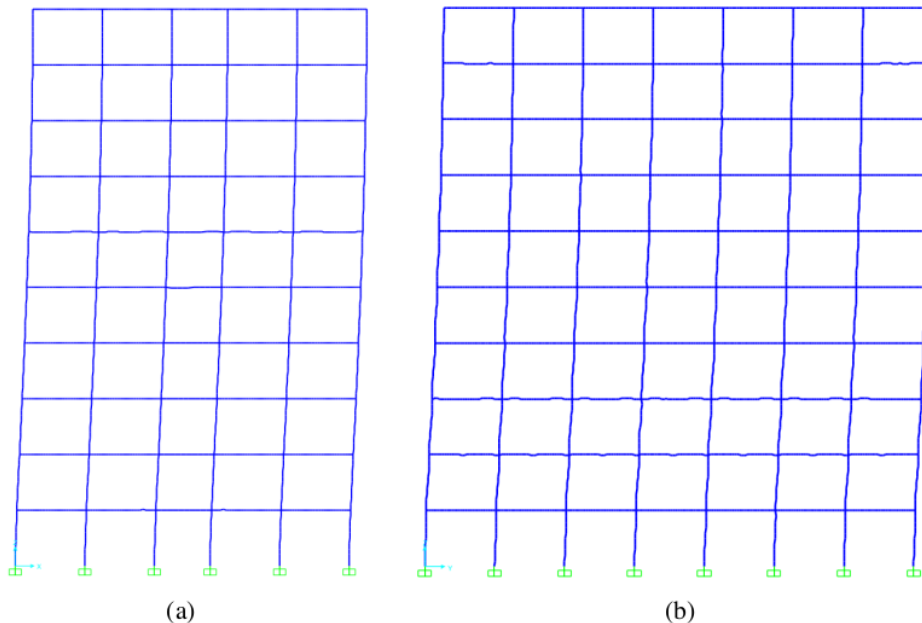
Gambar 6.3 Bentuk 3D Gedung Hotel Velins

Untuk perhitungan nilai simpangan struktur pada lantai 2 – lantai atap arah X dan Y dapat dilihat pada Tabel 6.5.

Tabel 6.5 Simpangan Struktur Gedung Arah X dan Y

Lantai	Hsx	δx	δy	Δx	Δy	Δa (ijin)	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	4000	44,6122	49,0374	7,2855	7,0878	100	Aman
10	4000	43,2875	47,7487	12,5237	13,0143	100	Aman
9	4000	41,0105	45,3825	17,7987	19,0167	100	Aman
8	4000	37,7743	41,9249	22,5630	24,4752	100	Aman
7	4000	33,6720	37,4749	26,7612	29,3198	100	Aman
6	4000	28,8063	32,1440	30,3886	33,5403	100	Aman
5	4000	23,2811	26,0458	33,3892	37,0721	100	Aman
4	4000	17,2103	19,3054	35,5124	39,6388	100	Aman
3	4000	10,7535	12,0983	35,4374	39,7602	100	Aman
2	4000	4,3104	4,8692	23,7070	26,7807	100	Aman
1	4000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	100	Aman

Hasil pada tabel dapat disimpulkan bahwa simpangan arah X dan arah Y yang terjadi pada tiap lantai tidak melebihi simpangan izin struktur yaitu 100 mm sehingga analisis struktur aman terhadap beban gempa. Untuk hasil *output* simpangan arah X dan Y dapat dilihat pada Gambar 6.4.



Gambar 6.4 *Output* Simpangan Struktur Gedung Arah X (a) dan Arah Y (b)

6.3.3. Periode Getar Waktu Struktur

Periode getar (T) adalah waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan satu putaran lengkap ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi semula. Periode getar pada umumnya disebut sebagai secara lengkap dengan periode alami fundamental, istilah yang sering digunakan untuk menggambarkan setiap getaran yang menekankan fakta bahwa itu adalah sifat alami dari suatu struktur, tergantung pada massa dan kekakuan yang bergetar secara bebas tanpa adanya gaya luar. Perhitungan periode getar waktu alami struktur menggunakan metode rayleigh (T -Rayleigh) diuraikan Tabel 6.6 untuk arah X dan Tabel 6.7 untuk arah Y.

Tabel 6.6 Perhitungan T-Rayleigh pada sumbu X

Lantai Ke	Wi (kg)	δx (cm)	δx^2 (cm ²)	Fi	Wi x δx^2	Fi x δx
Atap	960032	4,4612	19,9024	165663,570	19106979,440	739060,822
10	1246168	4,3288	18,7381	185646,260	23350797,867	803616,358
9	1246168	4,1010	16,8186	157517,364	20958792,474	645986,238
8	1246168	3,7774	14,2690	130746,379	17781584,459	493885,868
7	1246168	3,3672	11,3380	105448,134	14129076,466	355064,692
6	1246168	2,8806	8,2980	81767,564	10340737,730	235542,089
5	1246168	2,3281	5,4201	59895,141	6754351,567	139442,488
4	1246168	1,7210	2,9620	40096,093	3691099,887	69006,763
3	1246168	1,0754	1,1564	22774,809	1441051,778	24490,984
2	1246168	0,4310	0,1858	8660,000	231529,376	3732,782
1	0,000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
Total					117786001,043	3509829,085

Sehingga bisa dihitung dengan rumus T -Rayleigh sebagai berikut:

$$T_r x = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \delta_x^2}{g \cdot \sum F_i \cdot \delta_x}} = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{117786001,043}{(981)(3509829,085)}} = 1,165 \text{ detik}$$

Periode waktu getar di lokasi Yogyakarta = 1,29

Syarat: $T_a < 3,5 T_r x$

$$1,29 < 3,5 \cdot 1,165 = 1,29 < 4,078 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan hasil tersebut diketahui bahwa periode yang terjadi (T_a) lebih kecil dari waktu getar alami dengan T-Rayleigh yang berarti T_a telah memenuhi persyaratan.

Tabel 6.7 Perhitungan T-Rayleigh pada sumbu Y

Lantai Ke	Wi (kg)	δy (cm)	δy ² (cm ²)	Fi	Wi x δy ²	Fi x δy
Atap	960032	4,9037	24,0467	165663,570	23085581,082	812371,292
10	1246168	4,7749	22,7994	185646,260	28411888,340	886437,164
9	1246168	4,5382	20,5957	157517,364	25665697,065	714852,877
8	1246168	4,1925	17,5770	130746,379	21903861,587	548152,898
7	1246168	3,7475	14,0437	105448,134	17500760,086	395165,531
6	1246168	3,2144	10,3324	81767,564	12875867,171	262833,674
5	1246168	2,6046	6,7838	59895,141	8453782,381	156001,518
4	1246168	1,9305	3,7270	40096,093	4644448,578	77407,107
3	1246168	1,2098	1,4637	22774,809	1824014,294	27553,741
2	1246168	0,4869	0,2371	8660,000	295457,145	4216,740
1	0,000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
Total					144661357,729	3884992,542

Sehingga bisa dihitung dengan rumus *T-Rayleigh* sebagai berikut:

$$T_r y = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \delta_x^2}{g \cdot \sum F_i \cdot \delta_x}} = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{144661357,729}{(981)(3884992,542)}} = 1,227$$

Periode waktu getar di lokasi Yogyakarta = 1,29

Syarat: $T_a < 3,5 T_r y$

$$1,29 < 3,5 \cdot 1,227 = 1,29 < 4,29 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan hasil tersebut diketahui bahwa periode yang terjadi (T_a) lebih kecil dari waktu getar alami dengan T-Rayleigh yang berarti T_a telah memenuhi persyaratan.

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

Struktur primer merupakan elemen utama dalam sebuah bangunan yang terdiri dari kolom dan balok induk. Kekakuan dari komponen struktur dapat mempengaruhi perilaku bangunan, struktur primer direncanakan sebagai mempertimbangan kemungkinan terjadinya keruntuhan karena gaya gempa dapat diperkecil. Pada tugas akhir ini, gaya-gaya yang bekerja pada struktur gedung akan dianalisa dengan program bantu komputer berdasarkan ketentuan SNI 1726-2019, SNI 2847-2019 dan SNI 1727-2020.

7.1. Perencanaan Balok Induk

Pada perencanaan struktur Hotel Velins balok induk akan direncanakan sebagai struktur komposit, dimana balok akan menggunakan beton bertulang sehingga menghasilkan sifat gabungan antara beton dan baja untuk memikul beban tekan dan lentur. Momen – momen yang terjadi pada balok induk akan diperiksa dengan bantuan program komputer dengan mengambil momen terbesar yang terjadi pada balok.

7.1.1. Perencanaan Balok Induk (B1)

Syarat batas penulangan pada balok penggantung lift rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35$ MPa, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$

7.1.2. Penulangan Lentur Balok Induk (B1)

Tulangan lentur balok induk yang perlu dihitung yaitu ukuran tulangan dan jumlah tulangan yang diperlukan serta kontrol sesuai SRPMK dengan data sebagai berikut:

Bentang balok induk (L) = 5000 mm

Lebar balok induk (b) = 400 mm

Tinggi balok induk (h) = 600 mm

Selimut beton (s) = 40 mm

Diameter tulangan utama = D22

Diameter tulangan sengkang = Ø14

Mencari tinggi efektif (dx) = $600 - 40 - 14 - \frac{1}{2} \times 22 = 535$ mm

Tabel 7.1 Momen Terbesar pada Balok Induk

Lokasi	Nilai
Momen Tumpuan	Mu = 20974,55 Kgm
Momen Lapangan	Mu = 5115,11 Kgm
Geser Tumpuan	Vu = 24518,54 Kgm

Momen_{tumpuan} = 20974,55 kgm = 209745500 Nmm 245185,4 N

$$M_n = \frac{209745500}{0,8} = 262181875 \text{ Nmm}$$

$$X_{min} = d' = s + \text{Ø tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \text{Ø tulangan utama}$$

$$= 40 + 14 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 65 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 \frac{600 \cdot 535}{600 + 420} = 236,03 \text{ mm}$$

$$X_{pakai} = 65 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot 65}{420} = 1565,42 \text{ mm}$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1565,42 \times 420 \times \left(535 - \frac{0,85 \cdot 65}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 333587088,45 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 262181875 - 333587088,45 = -71405213,45 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0$ (tidak perlu tulangan tekan)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{262181875}{400 \cdot 535^2} = 2,3$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 2,3}{420}} \right) = 0,006$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,006 < 0,023, \text{ pakai } \rho = 0,006$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,006 \times 400 \times 535 = 1284 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **5D22** ($A_s = 1901 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 1901 = 950,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **4D22** ($A_s = 1521 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1901}{400 \times 535} = 0,0089$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1901 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 67,09 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1901 \cdot 420 \left(535 - \frac{67,09}{2} \right) = 400371701,1 \text{ Nmm}$$

$M_n > M_n$ yang bekerja = $400371701,1 \text{ Nmm} > 262181875 \text{ Nmm}$ (OK)

Daerah Lapangan

$$M_{n\text{lapangan}} = 5115,11 \text{ kgm} = 51151100 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{51151100}{0,8} = 63938875 \text{ Nmm}$$

$$X_{\min} = d' = s + \emptyset \text{ tulangan sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 40 + 14 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 65 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \frac{600 \cdot 535}{600+420} = 236,03 \text{ mm}$$

$$X_{\text{pakai}} = 65 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot 65}{420} = 1565,42 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta x}{2} \right) = 1565,42 \times 420 \times \left(535 - \frac{0,85 \cdot 65}{2} \right)$$

$$M_{nc} = 333587088,45 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} = 63938875 - 333587088,45 = -269648213,5 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} < 0 \text{ (tidak perlu tulangan tekan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{63938875}{400 \cdot 535^2} = 0,558$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,12 \cdot 0,558}{420}} \right) = 0,0013$$

$$\rho < \rho_{\min} = 0,0013 < 0,0018, \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan tarik

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 400 \times 535 = 385,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **4D22** ($A_s = 1521 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan

$$A_s' = \delta \times A_s = 0,5 \times 1521 = 760,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **3D22** ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1521}{400 \times 535} = 0,0071$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1521 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 53,68 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1521 \cdot 420 \left(535 - \frac{53,68}{2} \right) = 324622771,2 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_n \text{ yang bekerja} = 324622771,2 \text{ Nmm} > 63938875 \text{ Nmm (OK)}$$

7.1.3. Persyaratan Detail Komponen Lentur

Berdasarkan SNI 2847-2019 untuk memenuhi persyaratan SRPMK, yang membentuk sistem penahan gaya gempa yang diproporsikan untuk menahan lentur harus memenuhi syarat pendetailan sebagai berikut:

SNI 2847-2019 pasal 18.6.1

- 1) Bentang bersih $\ell_n \geq 4 \times$ tinggi efektif

$$5000 - 2 \times (0,5 \times 600) \geq 4 \times 535 \text{ mm}$$

$$4400 \geq 2140 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- 2) Perbandingan lebar/tinggi balok

$$b_w \geq 0,3h$$

$$400 \geq 0,3 \times 600$$

$$400 \geq 180 \quad (\text{OK})$$

$$b_w \geq 250 \text{ mm}$$

$$400 \geq 250 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- 3) Jarak pada masing-masing sisi komponen struktur yang sama atau lebih kecil dari:

- a. Lebar komponen struktur $C_2 = 600 \text{ mm}$

- b. $0,75 \times C_2 = 0,75 \times 600 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$ (dipakai)

8 SNI 2847-2019 pasal 18.6.3.1

- 1) Luas tulangan $A_{s_{\min}}$ tidak boleh kurang dari (SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2):

$$a. A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{35}}{420} \cdot 400 \cdot 535 = 753,60 \text{ mm}^2$$

$$b. A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{1,4}{420} \cdot 400 \cdot 535 = 713,3 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Luas tulangan yang dipakai yaitu $A_s = 1901 \text{ mm}^2$ maka syarat ini dapat terpenuhi

- 2) Syarat batas rasio penulangan $\rho < 0,025$

Syarat ini terpenuhi karena menggunakan $\rho = 0,005$, tidak lebih kecil dari ρ_{\min} dan tidak melebihi $\rho_{\max} = 0,025$ (OK)

- 3) Harus disediakan paling sedikit 2 tulangan menerus pada sisi atas dan bawah.
Syarat ini terpenuhi dengan jumlah tulangan pada daerah lapangan dan tumpuan sesuai dan melebihi syarat minimal. (OK)

SNI 2847-2019 pasal 18.6.3.2

- 1) Momen positif pada muka *joint* harus lebih besar atau sama dengan $\frac{1}{2}$ momen negatif.

$$209745500 \text{ Nmm} \geq \frac{1}{2} (-209745500) \text{ Nmm}$$

$$209745500 \text{ Nmm} \geq -104872750 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

- 2) Momen positif atau negatif $\geq \frac{1}{4}$ momen maksimum pada *joint*, untuk syarat ini diambil momen terkecil pada tengah bentang.

$$186101500 \text{ Nmm} \geq \frac{1}{4} (51151100) \text{ Nmm}$$

$$186101500 \text{ Nmm} \geq 12787775 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

- 3) Jika tulangan longitudinal balok melewati *joint* balok-kolom, dengan itu dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok harus $> 20 \times$ diameter tulangan longitudinal balok terbesar.

Tinggi efektif balok induk > 20 tulangan longitudinal balok terbesar

$$535 \text{ mm} > 20 \times 22 \text{ mm}$$

$$535 \text{ mm} > 440 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- 4) Penyusunan tulangan balok induk (B1)

Jarak minimum antar 2 batang tulangan 22 mm, dengan minimum lebar balok yang diperlukan sebagai berikut:

$$\text{Lebar balok sengkang: } bw - (2.S) - (2. \phi_{\text{sengkang}}) = 400 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 14)$$

$$\text{Lebar balok sengkang} = 400 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 14) = 292 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan 5D22 yang terdapat pada 1 lapis dipasang 5 buah tulangan:

$$\text{Jarak dibutuhkan: } (5 \times 22) + (4 \times 22) = 198 \text{ mm} < 292 \text{ mm}$$

Dengan itu 1 lapis dapat dipasang 5 tulangan

7.1.4. Penulangan Geser Balok Induk (B1)

Nilai gaya geser (V_u) yang dihitung dengan perhitungan manual akan dibandingkan dengan hasil *output* program bantu komputer. Nilai V_u SAP 2000 berdasarkan pada gaya-gaya yang terjadi dibandingkan dengan nilai V_u yang sesuai peraturan berdasarkan tulangan terpasang yang telah di detail dengan SNI 2847-2019.

a. Gaya geser hasil *output* program bantu komputer

Gaya geser pada program bantu komputer diperoleh dari gaya gempa yang dihitung dengan statik ekuivalen dikali 2 sehingga didapatkan hasil (V_u) = 245185,4 N

b. Gaya geser pada SNI 2847-2019

Gaya geser desain (V_e) ditentukan dari evaluasi gaya statis pada bagian komponen struktur antar muka-muka *joint*. Oleh karena itu dapat diasumsikan bahwa momen reaksi berhubungan dengan gaya lentur yang dapat mempengaruhi permukaan sambungan (M_{pr}). Komponen tersebut dikenai beban gravitasi lateral terfaktor sepanjang bentangnya.

Kuat geser balok induk pada beban rencana harus sesuai dengan syarat SNI 2847-2019 tidak boleh kurang dari:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Keterangan:

M_{pr} = momen nominal diujung balok

l_n = bentang bersih balok

W_u = beban gravitasi triburary terfaktor

Perhitungan M_{pr}^+

Mencari nilai $M_{pr1,2}^+$ (atas)

Tulangan pada ujung kiri balok $A_s = 5D22 = 1901 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1901 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 83,87 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1,2}^+ &= A_s \cdot 1,25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1901 \times 1,25 \times 420 \left(535 - \frac{83,87}{2} \right) \\ &= 492091196,63 \text{ Nmm} = \mathbf{492,091 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Mencari nilai M_{pr}^- (bawah)

Tulangan pada ujung kiri balok $A_s = 4D22 = 1521 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1521 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 67,10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \cdot 1,25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1521 \times 1,25 \times 420 \left(535 - \frac{67,10}{2} \right) \\ &= 400420361,25 \text{ Nmm} = \mathbf{400,420 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Mencari nilai beban terfaktor (Wu)

(Wu) adalah beban yang telah diekuivalenkan seperti pada perhitungan beban balok anak lantai:

Beban mati

$$\text{Beban mati (DL)} = 402 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Q ekuivalen} &= \text{DL} \times \text{bentang balok terlebar} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 402 \times 5 \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 2680 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat balok (B1)} &= 0,4 \times 0,6 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{W beban mati} = \mathbf{2680 + 576 = 3256 \text{ kg/m}}$$

Beban hidup

$$\text{Beban hidup (LL)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Q ekuivalen} &= \text{LL} \times \text{bentang balok terlebar} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 250 \times 5 \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= \mathbf{1666,7 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

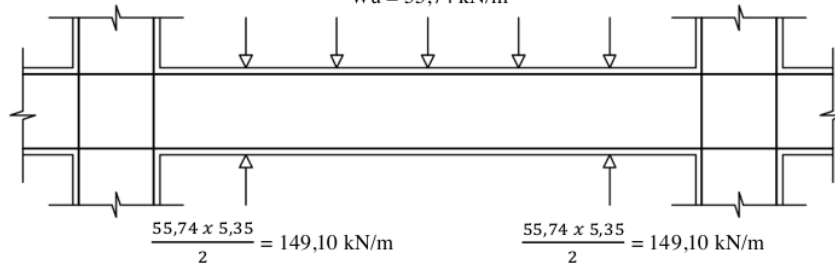
Kombinasi beban

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2\text{DL} + 1,0\text{LL} \\ &= 1,2(3256) + 1,0(1666,7) \\ &= 5573,9 \text{ kg/m} \\ &= \mathbf{55,74 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

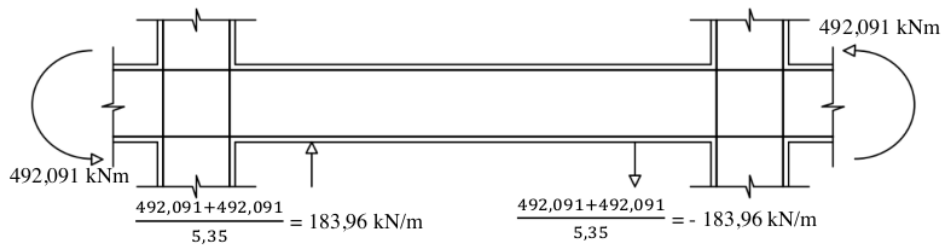
Gaya Geser Gravitasi

$$W_u = 1,2DL + 1,0LL$$

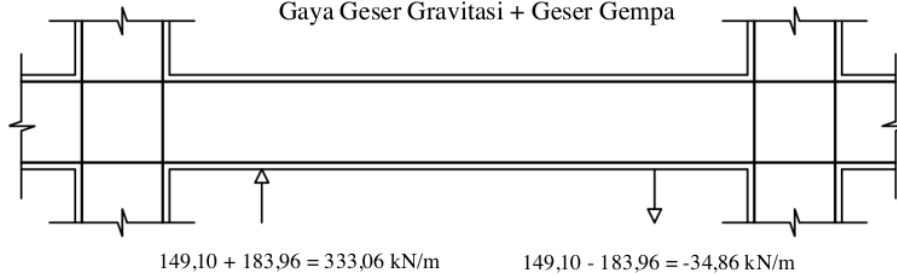
$$W_u = 55,74 \text{ kN/m}$$



Gaya Geser Gempa



Gaya Geser Gravitasi + Geser Gempa



Gambar 7.1 Gaya Geser Gravitasi dan Geser Gempa Balok Induk

Nilai gaya geser rencana terbesar dapat diambil dari Gambar 7.1 diatas yaitu $V_u = 333,06 \text{ kN}$, gaya geser dapat diambil tanpa harus memperhatikan arah yang terjadi.

c. Gaya geser Rencana Digunakan

Gaya geser yang digunakan merupakan hasil dari nilai terbesar gaya geser desain dalam SAP 2000 dan gaya geser menurut SNI 2847-2019.

Gaya geser rencana pada SAP 2000 : Gaya geser rencana sesuai dengan SNI 2847-2019

$$245185,4 \text{ N} < 333060 \text{ N}$$

Dengan itu gaya geser rencana yang digunakan yaitu gaya geser rencana sesuai dengan SNI 2847-2019 $V_u = 333060 \text{ N}$

Pada SNI 2847-2019 pasal 18.6.5.2 tulangan transversal harus didesain untuk menahan gaya geser dengan asumsi $V_c = 0$, jika:

- 1) Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.

Gempa pada sisi kiri $> \frac{1}{2} \times$ (beban gravitasi + gempa)

$$492,091 \text{ kN} > \frac{1}{2} \times 333,06 \text{ kN}$$

$$492,091 \text{ kN} > 166,53 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

- 2) Gaya tekan aksial terfaktor (P_u), termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$, sehingga diperoleh sebagai berikut:

$$P_u < A_g f_c' / 20$$

$$7509,6 \text{ N} < (600 \times 400) (35) / 20$$

$$7509,6 \text{ N} < 420.000 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kedua syarat sudah dipenuhi maka V_c dapat diasumsikan = 0. Perhitungan penulangan geser pada balok sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 11.5.1.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

Keterangan:

ϕ = 0,75 (faktor reduksi kuat geser SNI 2847-2019 pasal 21.2.1)

V_n = kuat geser nominal

V_c = kuat geser nominal oleh beton

V_s = kuat geser nominal oleh tulangan geser

V_u = gaya geser terfaktor

Perhitungan V_s

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{333060}{0,75} - 0 = 444080 \text{ N}$$

Jarak spasi maksimum harus sesuai SNI 2847-2019 pasal 10.7.6.5.2

$$V_s \leq 0,33 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$444080 \text{ N} \leq 0,33 \sqrt{35} \times 400 \times 535$$

$$444080 \text{ N} > 417793,55 \text{ N}$$

Syarat:

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 (0 + 444080 \text{ N}) \geq 333060 \text{ N}$$

$$333060 \geq 333060 \text{ N} \quad (\text{Dibutuhkan tulangan geser})$$

Pada perencanaan balok induk ini perlu diberi tulangan geser tegak lurus dengan sumbu komponen struktur sesuai SNI 2847-2019 pasal 11.5.4.8, menggunakan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Jarak sengkang perlu (s) dihitung dengan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

Diameter sengkang menggunakan D14 dan menggunakan 2 kaki, sehingga nilai A_v :

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 14^2 = 307,72 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{307,72 \cdot 420 \cdot 535}{444080} = 155,70 \text{ mm}$$

7.1.5. Syarat Detail Komponen Lentur

Syarat pendetailan sengkang harus dilakukan sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.1, sebagai berikut:

a. Sengkang pengekang harus dipasang:

- 1) 2 x tinggi komponen struktur dari muka penumpu ke arah tengah bentang dikedua ujung komponen lentur : $2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$

Jarak wajib pemberian sengkang dari muka tumpuan sepanjang 120 cm pada masing-masing ujung.

2) 2 x tinggi komponen struktur pada kedua sisi penampang, dimana pelelehan lentur terjadi didalam hubungan akibat perpindahan inelastisitas rangka.

$$2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$$

Jarak wajib pemberian sengkang dari muka tumpuan sepanjang 120 cm pada masing -masing ujung. Sengkang tertutup maupun sengkang terbuka boleh digunakan selama tiap sisi penampang terlindungi oleh sengkang.

b. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak boleh melebihi 50 mm dari muka penumpu, diambil jarak 50 mm. oleh karena itu spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

1) $\frac{d}{4} = \frac{535}{4} = 133,75 \text{ mm}$

2) $6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

3) 150 mm

c. Jika sengkang tertutup diperlukan, maka spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal $\leq 350 \text{ mm}$.

Digunakan sengkang tertutup, jadi jarak sengkang $\leq 350 \text{ mm}$.

1) Jarak sengkang tumpuan

$$133,75 < s = 155,70 \text{ mm}$$

Ambil jarak sengkang tumpuan 100 mm

2) Sengkang tumpuan

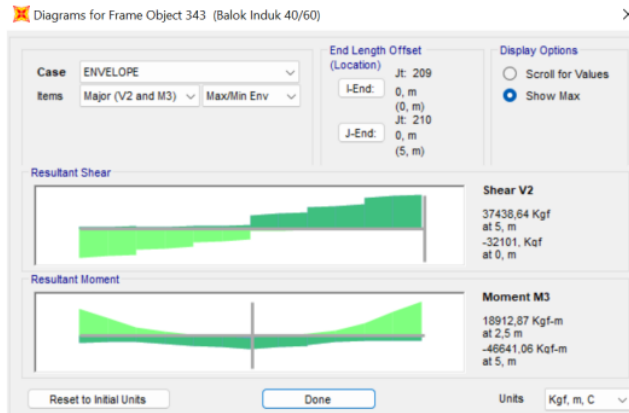
a) Pakai sengkang Ø14-100mm (sengkang sendi plastis)

b) Menggunakan sengkang 2 kaki

c) Dipasang sejauh 1200 mm dari muka tumpuan, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan pada 50 mm dari muka tumpuan.

d) Jumlah sengkang = $\frac{1200-50}{120} + 1 = 10,6 \approx 11$ buah, pada masing – masing ujung.

Untuk mengetahui sengkang lapangan bentang $> 1200\text{mm}$, diambil nilai V_u terbesar dari *output* SAP 2000 yaitu $V_u = 37438,64 \text{ kg} = 374,386 \text{ kN}$ seperti pada Gambar 7.2.



Gambar 7.2 Gaya Dalam pada SAP 2000

Mencari nilai V_c

$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$, maka:

$$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \cdot p_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \cdot \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c = \left(0,16 \times 1 \sqrt{35} + 17 \cdot \frac{1521}{400 \cdot 535} \cdot \frac{374386,4 \cdot 535}{189128700} \right) 400 \cdot 535$$

$$V_c = 229950,42 \text{ N}$$

Mencari nilai V_s

$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$, maka:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{374386,4}{0,75} - 229950,42 = 269231,45 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 11.5.4.8 menyatakan bahwa perencanaan balok induk ini perlu diberi tulangan geser tegak lurus dengan sumbu komponen struktur, dengan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Jarak sengkang perlu (s) dihitung dengan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

Diameter sengkang menggunakan $\emptyset 14$ dan menggunakan 2 kaki, sehingga nilai A_v :

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 14^2 = 307,72 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{307,72 \cdot 420 \cdot 535}{269231,45} = 256,82 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.6 menyatakan sengkang harus dipasang sepanjang bentang balok dengan spasi tidak boleh melebihi $d/2 = 535/2 = 267,5 \text{ mm}$, maka:

1) Jarak sengkang lapangan

$$267,5 \text{ mm} < s = 256,82 \text{ mm}$$

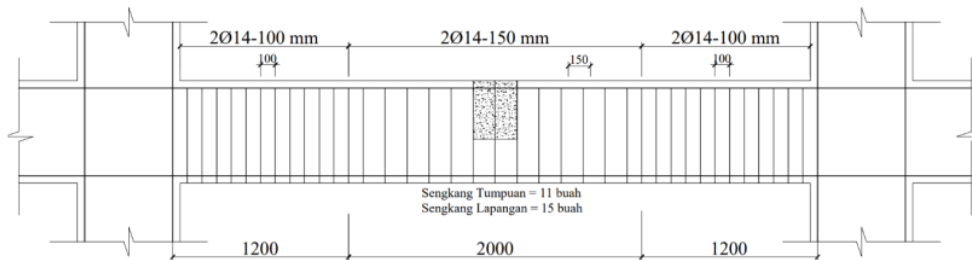
Ambil jarak sengkang lapangan 150 mm

2) Sengkang lapangan

a. Pakai sengkang $\emptyset 14$ -150 mm

b. Menggunakan sengkang 2 kaki

$$c. \text{ Jumlah sengkang} = \frac{4400 - (2 \times 1200)}{150} + 1 = 14,3 \approx 15 \text{ buah sengkang}$$



Gambar 7.3 Pemasangan Sengkang Balok Induk (B1)

7.1.6. Penulangan Torsi Balok Induk (B1)

Subbab ini akan membahas terkait penulangan torsi balok induk, dengan perencanaan sebagai berikut:

$$T_u = 950,57 \text{ kgm} = 9505700 \text{ Nmm (output SAP 2000)}$$

$$V_u = 333060 \text{ N}$$

$$A_{cp} = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$X_1 = 400 - 2(40 + 14/2) = 306 \text{ mm}$$

$$X_2 = 600 - 2(40 + 14/2) = 506 \text{ mm}$$

$$P_h = 2 \times (306 + 506) = 1624 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 306 \times 506 = 154836 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 154836 = 131610,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai } \theta = 45^\circ, \cot \theta = 1$$

$$d = 535 \text{ mm}$$

Cek Keperluan Torsi

Tulangan torsi harus dicek menggunakan persyaratan pada SNI 2847-2019 pasal 22.7.4.1.

$$T_n = 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_n = 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$T_n = 14141797,11 \text{ Nmm}$$

$$\text{Momen torsi terfaktor } \phi T_n = 0,75 \times 14141797,11 = 10606347,83 \text{ Nmm}$$

Karena $\phi T_n > T_u = 10606347,83 \text{ Nmm} > 9505700 \text{ Nmm}$, maka torsi pada balok diabaikan.

Cek Penampang Balok

Pengecekan penampang balok dapat dilakukan sesuai dengan persyaratan SNI 2847-2019 pasal 22.5.5.1

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 400 \times 535 = 215226,98 \text{ N, maka:}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f_c'} \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{333060}{400 \times 535} \right)^2 + \left(\frac{9505700 \times 1624}{1,7 \times 154836^2} \right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{215226,98}{400 \times 535} + 0,66 \sqrt{35} \right)$$

$$0,38 \text{ MPa} \leq 3,68 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Pasang Tulangan Torsi Minimum

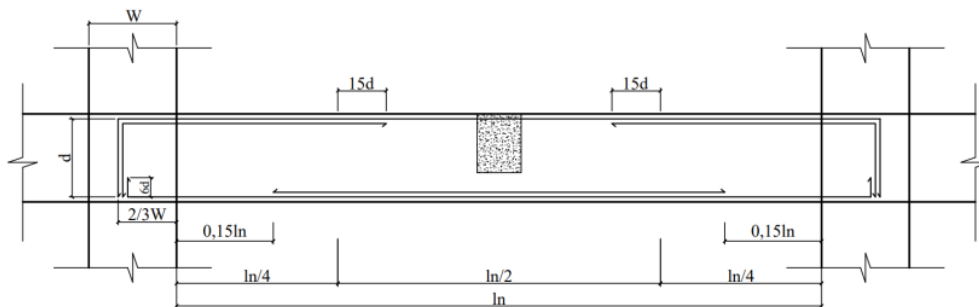
Dikarenakan perhitungan torsi diabaikan sehingga digunakan tulangan torsi praktis sebagai tulangan susut. Gunakan 2D12 di setiap sisi samping kiri dan kanan balok di bentang balok induk.

Tipe	Balok Induk 40/60	
	Tumpuan	Lapangan
Sketsa		
Tulangan Atas	5D22	3D22
Tulangan Tengah	2D12	2D12
Tulangan Bawah	4D22	4D22
Sengkang	2Ø14-100	2Ø14-150

Gambar 7.4 Detail Penulangan Balok Induk

7.1.7. Pemutusan Tulangan Balok Induk (B1)

Pada saat pemutusan tulangan balok, perlu diperhitungkan jarak tulangan yang harus diputuskan sehingga dapat mentransfer momen positif ke momen negatif atau sebaliknya.



Sumber: Soerjandani, Hand Out Struktur Beton II

Gambar 7.5 Pemutusan Tulangan Balok Induk

Menghitung nilai – nilai untuk pemasangan balok induk:

$$d = \text{Lebar efektif balok} = 535 \text{ mm}$$

$$6d = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$\frac{2}{3} W = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

$$\ell n/4 = 4400/4 = 1100 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 22 = 330 \text{ mm}$$

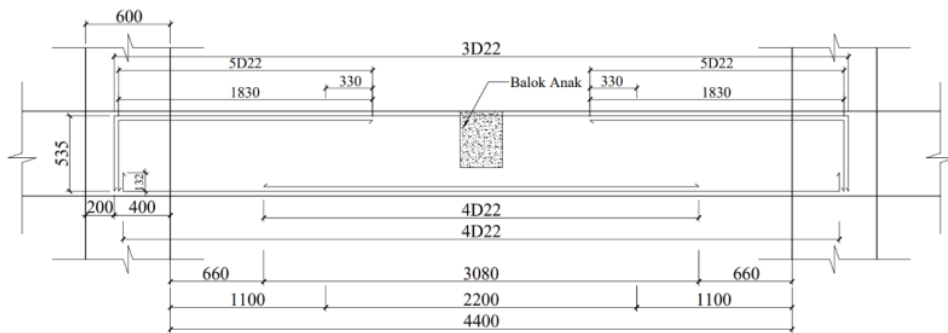
$$0,15 \ell n = 0,15 \times 4400 = 660 \text{ mm}$$

Panjang tulangan tumpuan dari penjangkaran:

$$400 + 1100 + 330 = 1830 \text{ mm (dipasang pada jarak 200 mm dari muka kolom)}$$

Panjang tulangan bawah pada lapangan:

$$4400 - (660 \times 2) = 3080 \text{ mm (ditengah bentang)}$$



Gambar 7.6 Pemutusan Tulangan Balok Induk (B1)

7.2. Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom pada gedung Hotel Velins ini akan dibahas mengenai desain penulangan kolom, kontrol kekuatan kolom menggunakan SP *Column* dan juga pendetailan kolom sesuai dengan peraturan. Data perencanaan kolom dapat dilihat sebagai berikut:

Kolom dimensi 600 x 600 mm

$$\text{Bentang antar kolom} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom} = 4000 \text{ mm}$$

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = D25

Diameter sengkang = Ø16

$$d = 600 - 40 - 16 - \frac{1}{2} \times 25 = 531,3 \text{ mm}$$

Balok dimensi 400 x 600 mm

Bentang As ke As = 5000 mm

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = D22

Diameter sengkang = Ø14

$$D = 600 - 40 - 14 - \frac{1}{2} \times 22 = 535 \text{ mm}$$

Tulangan atas terpasang = 5D22 ($A_s = 1901 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah terpasang = 4D22 ($A_s = 1521 \text{ mm}^2$)

Menentukan kolom *sway* atau *non sway*

$$P_u = 208131,69 \text{ kg} = 2081317 \text{ N}$$

$$V_u = 12990,49 \text{ kg} = 129905 \text{ N}$$

$$M_2 = 34928,8 \text{ kg} = 349288 \text{ N}$$

$$M_1 = 12879,79 \text{ kg} = 128798 \text{ N}$$

$$\Delta_o = 0,006719 \text{ m} = 6,720 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{P_u \times \Delta_o}{V_u \times L_c} < 0,05$$

$$Q = \frac{2081317 \times 6,720}{129905 \times 4000} < 0,05$$

$Q = 0,027 < 0,05$ maka termasuk kolom *non sway*

Menentukan Panjang tekuk

Pada kolom:

$$I_g = \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3 = 10.800.000.000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{35} = 27.805,57 \text{ Nmm}^2$$

Pada balok:

$$I_g = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 = 7.200.000.000 \text{ mm}^4$$

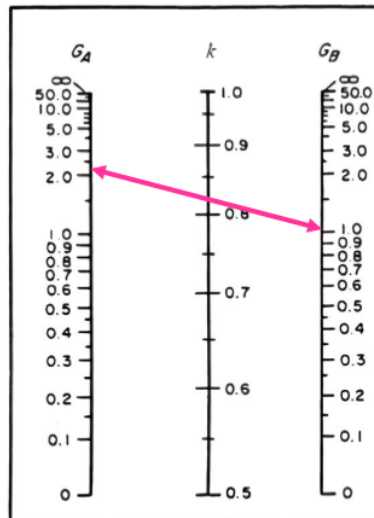
$$E_c = 4700 \times \sqrt{35} = 27.805,57 \text{ Nmm}^2$$

Menentukan panjang tekuk dari kolom menggunakan nomogram panjang efektif kolom atas:

$$\Psi_A = \frac{\frac{10.800.000.000}{4000} + \frac{10.800.000.000}{4000}}{\frac{7.200.000.000}{6000} + \frac{7.200.000.000}{6000}} = 2,25$$

Kolom bawah:

$$\Psi_B = 1,0 \text{ (karena terjepit penuh)}$$



Gambar 7.7 Nomogram Kolom *Non Sway*

Setelah di tarik garis pada nomogram diatas akan mendapatkan nilai panjang efektif,

$$(k) = 0,82 \leq 1,0$$

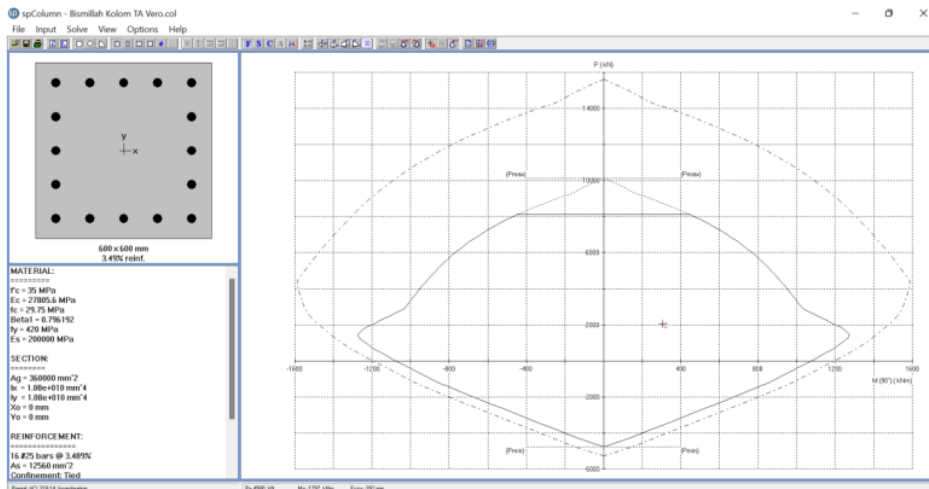
Mencari kelangsingan kolom

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0,82 \cdot 4000}{0,6 \times 600} \leq 34 - 12 \left(\frac{128798}{349288} \right)$$

$$9,11 \leq 29,56$$

Dengan ini, tidak perlu memeriksa kelangsingan kolom.



Gambar 7.8 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Kolom dari *Output* SPCOL

Pada Gambar 7.8 didapatkan hasil program struktur dengan jumlah tulangan 16 buah diameter 25 mm, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase program struktur yaitu 3,49% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

7.2.1. Kuat Maksimal Tekan Rencana pada Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 11.4.2.1 menyatakan bahwa komponen struktur non-prategang dengan tulangan sengkang pengikat, gaya aksial terfaktor (P_u) tidak boleh lebih dari:

$$\begin{aligned} \phi P_n \text{ max} &= 0,80 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \\ &= 0,80 \cdot 0,75 [0,85 \cdot 35 (360000 - 12560) + 420 \cdot 12560] = 9366924 \text{ N} \end{aligned}$$

Hasil $\phi P_n \text{ max} = 9366924 \text{ N} > P_u = 2081317 \text{ N}$ (*Output* program struktur), sehingga dapat menggunakan gaya P_u hasil *output* program struktur.

7.2.2. Pendetailan Sesuai SNI 2847 – 2019

Komponen SRPMK yang dikenai beban aksial dan lentur harus memenuhi pasal 18.7.2.1 dan 18.7.5.6 sebagai berikut:

1) Pasal 18.7.2.1

Penampang dengan dimensi terpendek > 300 mm

Syarat ini telah terpenuhi karena dimensi kolom pada gedung hotel ini lebih dari 300 mm yaitu 600 mm

2) Pasal 18.7.5.6

Beban aksial terfaktor (Pu) > $\frac{A_g f_c'}{10}$

$$(Pu) > \frac{(600 \times 600) \cdot 35}{10}$$

$$2081317 \text{ N} > 1260000 \text{ N}$$

Syarat ini telah terpenuhi dengan nilai Pu = 2081317 N > 1260000 N

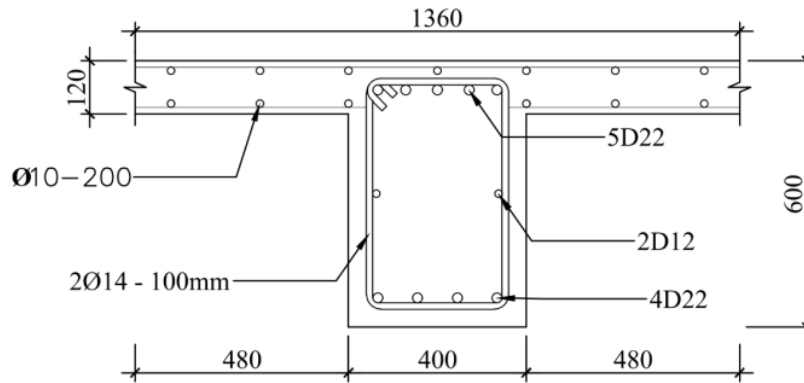
7.2.3. Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Sesuai filosofi “*Capacity Design*” maka pada SNI 2847-2019 pasal 18.7.3.2 mensyaratkan $\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$ harus dipahami bahwa M_{nc} harus menentukan gaya aksial terfaktor yang menghasilkan gaya lentur minimum sesuai dengan arah gempa yang ditinjau. Dalam hal ini kombinasi beban yang digunakan hanya kombinasi dengan beban gempa saja untuk memeriksa persyarat *strong coloum weak beam*.

Jumlah nilai $\sum M_{nb}$ adalah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom, dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$



Gambar 7.9 Tulangan Atas Balok Menyatu Dengan Plat

$$d'' \text{ balok} = S + \text{Øsengkang} + \text{Øtulangan utama} + \left(\frac{\sum \text{tul.bawah}}{\sum \text{tul.atas}} \right) \times \text{jarak tulangan utama}$$

$$d'' \text{ balok} = 40 + 14 + 22 + \left(\frac{4}{5} \right) \times 25 = 96 \text{ mm}$$

Jarak antar As tulangan balok dan plat (atas):

$$= d'' \text{ balok} - \text{jarak tulangan plat} - \left(\frac{1}{2} \cdot \text{Øtulangan plat} \right)$$

$$= 96 - 20 - \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \right) = 71 \text{ mm}$$

Jarak antar As tulangan balok dan plat (bawah):

$$= \text{Tebal plat} - d'' \text{ balok} - \text{jarak tulangan plat} - \left(\frac{1}{2} \cdot \text{Øtulangan plat} \right)$$

$$= 120 - 71 - 20 - \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \right) = 24 \text{ mm}$$

$$b_e = \frac{1}{12} \times 600 = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{atas}}} = A_{S_{\text{balok atas}}} + \left[2 \times \left(\frac{b_e}{\text{jarak tul.plat}} \right) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \text{Øtul.plat}^2 \right]$$

$$= 1901 + \left[2 \times \left(\frac{500}{200} \right) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \right] = 2293,5 \text{ mm}^2$$

Karena balok bagian bawah tidak terdapat plat, maka:

$$A_{S_{\text{bawah}}} = A_{S_{\text{balok bawah}}} = 1521 \text{ mm}^2$$

$$d_{\text{atas}} = d_{\text{balok}} - \left[\left(\frac{A_{S_{\text{plat}}}}{A_{S_{\text{atas}}}} \right) \times 75,5 \right] + \left[\left(\frac{A_{S_{\text{plat}}}}{A_{S_{\text{atas}}}} \right) \times 19,5 \right]$$

$$d_{atas} = 535 - \left[\left(\frac{393}{2293,5} \right) \times 75,5 \right] + \left[\left(\frac{393}{2293,5} \right) \times 19,5 \right] = 525,40 \text{ mm}^2$$

$$d_{bawah} = d_{balok} = 535 \text{ mm}^2$$

M_{nb}^- (atas)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b} = \frac{2293,5 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 80,95 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^- = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2293,5 \times 420 \times \left(525,40 - \frac{80,95}{2} \right)$$

$$M_{nb}^- = 467113704,75 \text{ Nmm} = 467,11 \text{ kNm}$$

M_{nb}^+ (bawah)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b} = \frac{1521 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 53,68 \text{ mm}$$

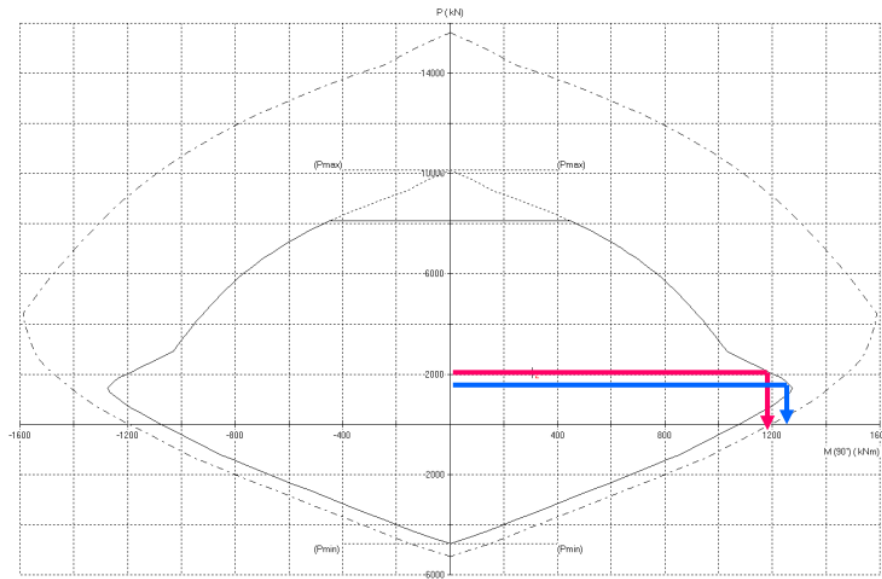
$$M_{nb}^+ = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1521 \times 420 \times \left(535 - \frac{53,68}{2} \right)$$

$$M_{nb}^+ = 324622771,2 \text{ Nmm} = 324,62 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = M_{nb}^- + M_{nb}^+ = 467,11 + 324,62 = 791,73 \text{ kNm}$$

Nilai Mnc untuk kolom diperoleh dengan program struktur seperti diagram pada Gambar 7.8, nilai Mnc dicari dengan menggunakan nilai Pu.

Cara memperoleh nilai Mnc yaitu dengan menarik garis lurus dari sumbu Y ke titik Pu yang ditentukan dan setelah garis menyinggung garis interaksi, maka garis dapat ditarik lagi menuju sumbu x sehingga didapatkan nilai Mnc. Untuk lebih jelas terkait cara memperoleh nilai Mnc dapat dilihat pada Gambar 7.10 berikut ini.



Gambar 7.10 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen pada Garis SPCOL Nilai Mnc

Setelah nilai M_{nc} ditentukan, kedua nilai tersebut harus dijumlahkan dan dibandingkan sesuai persyaratan *strong column weak beam*.

Nilai M_{nc} dapat ditentukan dari Gambar 7.10, sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} = 1170 + 1234 = 2404 \text{ kNm}$$

Untuk persyaratan *strong column weak beam* yang harus sesuai SNI 2847-2019 pasal 18.7.3.2, sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$\left(\frac{2404}{0,65} \right) \geq 1,2 \left(\frac{791,73}{0,8} \right)$$

$$3698,46 \text{ kNm} \geq 989,66 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Dengan terpenuhinya persyaratan ini, dapat disimpulkan bahwa semua kolom pada struktur bangunan ini termasuk dalam sistem penahan gempa.

7.2.4. Pengekangan yang dibutuhkan kolom

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.7.5.1 menyatakan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang ℓ_o dan panjang ℓ_o sendiri tidak boleh kurang dari yang terbesar:

- a. $\ell_o =$ tinggi kolom pada muka joint = 600 mm
- b. $\frac{1}{6} \times$ bentang bersih kolom = $\frac{1}{6} \times (4000 - 600) = 566,67$ mm
- c. 450 mm

Maka diambil panjang pengekanan $\ell_o = 600$ mm dari muka tumpuan

- 1) Jarak bentang pemasangan sengkang dari muka tumpuan kolom. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.7.5.3 menyatakan bahwa spasi maksimum tulangan transversal sepanjang ℓ_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. $\frac{1}{4} \times$ dimensi kolom = $\frac{1}{4} \times 600 = 150$ mm
- b. $6 \times$ diameter batang tulangan utama = $6 \times 25 = 150$ mm
- c. Jarak pada sengkang, S_o sebagai berikut:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 150}{3} \right) = 166,67 \text{ mm}$$

Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

- 2) Jarak sengkang yang akan digunakan

Ambil jarak sengkang $s = 150$ mm

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.10.7.4 menyatakan bahwa luas penampang total tulangan sengkang persegi tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \text{ atau } A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan:

s = spasi pada tulangan transversal (mm)

bc = dimensi penampang inti kolom yang diukur dari tepi luar tulangan pengekan (mm)

A_g = luas bruto penampang (mm²)

A_{ch} = luas penampang pada komponen struktur yang diukur sampai tepi luar tulangan sengkang (mm²)

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{150 \cdot (600 - (2 \times 40 - 16)) \times 35}{420} \left[\left(\frac{600 \times 600}{(600 - (2 \times 40))^2} \right) - 1 \right] = 666,04 \text{ mm}^2$$

Atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{150 \cdot (600 - (2 \times 40 - 16)) \times 35}{420} = 603 \text{ mm}^2$$

Dipilih nilai dengan luas tulangan sengkang sebesar 603 mm^2 , sehingga untuk memenuhi kebutuhan luas tulangan sengkang dipakai 4 kaki dengan diameter tulangan sengkang 16 mm (4D16), oleh karena itu luas tulangannya sebagai berikut:

$$A_{sh} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 803,84 \text{ mm}^2 > 603 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Sisa panjang pada kolom yang berada diluar sendi plastis dipasang sengkang sesuai SNI 2847-2019 pasal 18.10.7.4 jarak pada sengkang tidak boleh lebih dari:

$$s \leq 6 \times db$$

$$s \leq 6 \times 25$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

maka diambil jarak diluar sendi plastis 150 mm

- 1) Sengkang kolom pada muka *joint*
 - a) Pakai sengkang 4Ø16-100 mm
 - b) Dipasang sejauh 600 mm dari muka *joint*
 - c) Jumlah sengkang $\frac{600}{100} = 6$ buah
 - d) Sengkang pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka tumpuan
- 2) Sengkang pada kolom setelah jarak 600 mm
 - a) Pakai sengkang 4Ø16-150 mm
 - b) Dipasang setelah jarak 600 mm dari kedua muka *joint*
 - c) Jumlah sengkang = $\frac{(4000-600)-(2 \times 600)}{150} + 1 = 15,67 \approx 16$ buah

7.2.5. Periksa Kebutuhan Pengekang untuk Beban Geser pada kolom

Berdasarkan SNI 2847-2019 Gambar 18.6.5 menyatakan bahwa gaya geser desain (V_e) menggunakan momen maksimum yang mungkin (M_{pr}) dan gaya V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan dalam analisa struktur dengan rumus sebagai berikut:

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{lu}$$

Sehingga gaya dari M_{pr} wajib dihitung berdasarkan tulangan terpasang pada kolom, sedangkan lu adalah panjang yang tidak bertumpu dari kolom yang nilainya didapat dengan pengurangan antara kolom dengan tinggi balok.

Nilai Mpr Kolom

Tulangan terpasang: $A_s = 16D25 = 7854 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{7854 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 600} = 231 \text{ mm}^2$$

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr} = 7854 \times 1,25 \times 420 \times \left(531,3 - \frac{231}{2}\right)$$

$$M_{pr} = 1718612280 \text{ Nmm} = 1718,61 \text{ kNm}$$

Gaya geser kolom yaitu:

$$V_{\text{kolom}} = \frac{1718,61 + 1718,61}{4-0,6} = 1010,95 \text{ kN}$$

Gaya geser maksimum dari output SAP 2000 untuk kolom diperoleh yang terbesar yaitu 129,91 kN. Karena kondisi balok dan kolom (HBK) dan persyaratan pada *strong column weak beam* telah terpenuhi maka nilai geser (V_u) harus lebih kecil dari gaya geser kolom terbesar,

Untuk mengetahui gaya geser pada balok dapat melihat 7.1.4.

$$M_{pr}^+ = 492,091 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 400,420 \text{ kNm}$$

Gaya geser balok yaitu:

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_u} = \frac{492,091 + 400,420}{4-0,6} = 252,5 \text{ kN}$$

Dikarenakan:

$V_e \text{ kolom} > V_e \text{ output SAP 2000}$

$1010,95 \text{ kN} > 129,9 \text{ kN}$ (Pakai gaya V_e kolom)

$V_u \text{ balok} < V_e \text{ kolom}$

$252,5 \text{ kN} < 1010,95 \text{ kN}$ (Perencanaan gaya geser terpenuhi)

Pada SNI 2847-2019 pasal 18.6.5.2 pada tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan asumsi $V_c = 0$, apabila 2 syarat dibawah terjadi:

Gaya geser gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum.

$$V_u > 0,5 V_e$$

$$252,5 \text{ kN} > 0,5 \times 1010,95 \text{ kN}$$

$$252,5 \text{ kN} < 505,48 \text{ kN} \quad (\text{No OK})$$

$$\text{Gaya aksial tekan terfaktor } P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{20} = \frac{(600 \times 600) \cdot 35}{20}$$

$$P_u = 2081,32 \text{ kN}$$

$$2081,32 \text{ kN} > 630000 \text{ kN} \quad (\text{No OK})$$

Karena 2 syarat tidak dipenuhi maka tidak dapat diasumsikan $V_c = 0$, maka harus dihitung sesuai dengan pasal 18.7.6.1.1, sebagai berikut:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Nilai A_v adalah luas tulangan geser didalam spasi s , diameter tulangan geser D16, dengan rencana 4 kaki, sehingga:

$$A_v = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 803,84 \text{ mm}^2$$

Dengan jarak sengkang 100 mm, maka nilai V_s :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} = \frac{803,84 \cdot 420 \cdot 531,3}{100} = 1793736,81 \text{ N} = 1793,74 \text{ kN}$$

Sudah disediakan sengkang tertutup dan ikat silang 4D16 – 150 mm

Untuk daerah l_o maka nilai V_c ditentukan berdasarkan persamaan, sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1})$$

Keterangan:

λ = Faktor modifikasi untuk beton normal = 1

N_u = gaya aksial terfaktor yang tegak lurus terhadap penampang (N)

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2081317}{14 (600 \times 600)} \right) 1 \sqrt{35} \cdot 600 \cdot 531,3 = 453005,8 \text{ N} = 453 \text{ kN}$$

Sehingga:

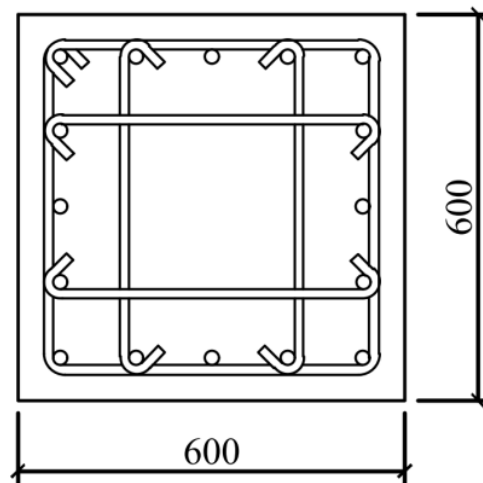
$$\phi(V_c + V_s) \geq V_e \text{ kolom}$$

$$0,75 (453 + 1793,74) \geq 1010,95 \text{ kN}$$

$$1685,055 \text{ kN} \geq 1010,95 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Sengkang harus dipasang disepanjang bentang kolom dengan spasi tidak boleh melebihi $d/2 = 531,3/2 = 265,65 \text{ mm}$, sehingga terdapat jumlah kaki atau spasi dalam sengkang kolom.

- 1) Sengkang pada kolom dimuka *joint*
 - a. Pakai sengkang $4\text{Ø}16-100 \text{ mm}$
 - b. Dipasang sepanjang 600 mm dari muka *joint*
 - c. Jumlah sengkang $\frac{600}{100} = 6$ buah
 - d. Sengkang pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka tumpuan
- 2) Sengkang pada kolom setelah jarak 600 mm
 - a. Pakai sengkang $4\text{Ø}16-150 \text{ mm}$
 - b. Dipasang setelah jarak 600 mm dari kedua muka *joint*
 - c. Jumlah sengkang $= \frac{(4000-600)-(2 \times 600)}{150} + 1 = 15,7 \approx 16$ buah



Gambar 7.11 Penulangan Kolom

7.2.6. Sambungan Lewatan Tulangan pada kolom

Sambungan yang terdapat pada tulangan kolom yang telah dilekakan di tengah kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang telah ditentukan oleh persyaratan SNI 2847-2019 pasal 25.4.2.3, dengan rumusan dibawah ini:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}} \cdot \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) db$$

Keterangan:

$\Psi_t = \Psi_e = \Psi_s = 1$ (SNI 2847-2019 pasal 25.4.2.2)

C_b = pilih yang lebih kecil dari, a) jarak dari pusat batang tulangan ke permukaan beton terdekat = tebal selimut beton = 40 mm. b) setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan yang disalurkan = $\frac{1}{2}$ diameter tulangan + jarak antar tulangan = 12,5 + 150 = 162,5 mm.

Dipilih nilai yang lebih kecil $C_b = 40$ mm

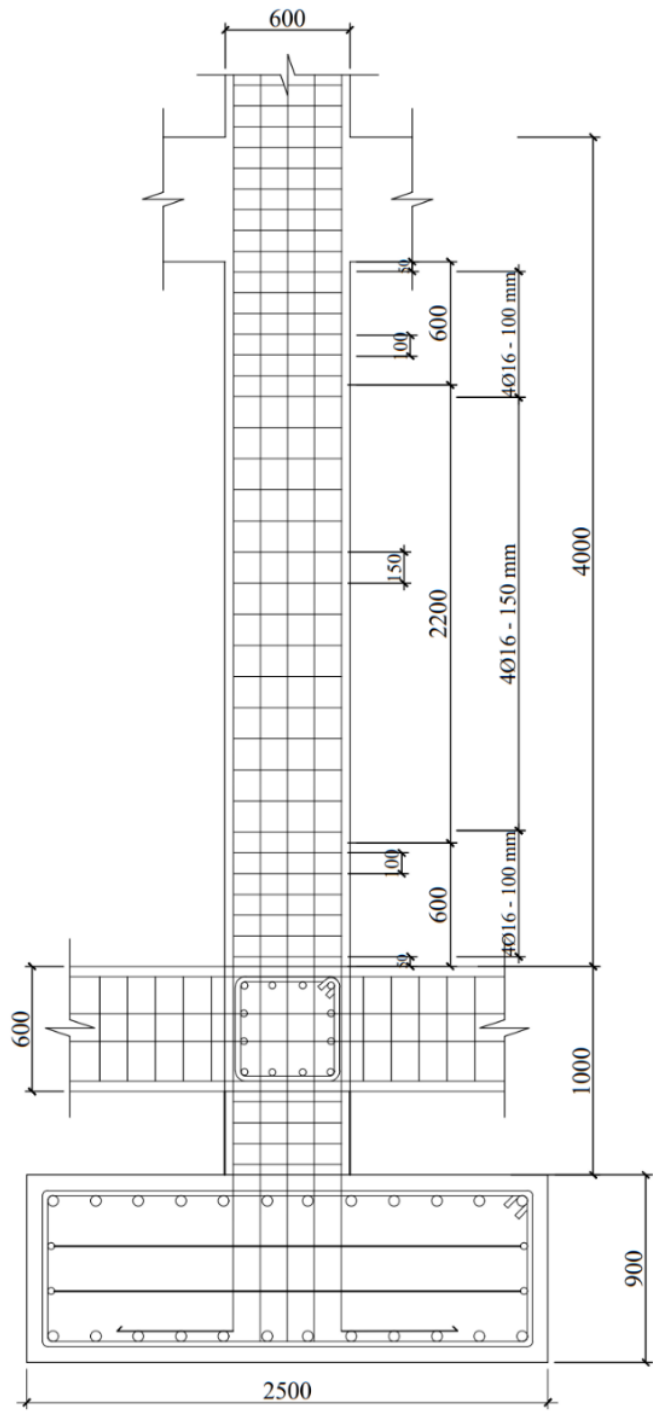
Diizinkan menggunakan $K_{tr} = 0$, sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal.

$$K_{tr} = 0 \rightarrow \frac{c_b + K_{tr}}{db} = \frac{40 + 0}{25} = 1,6$$

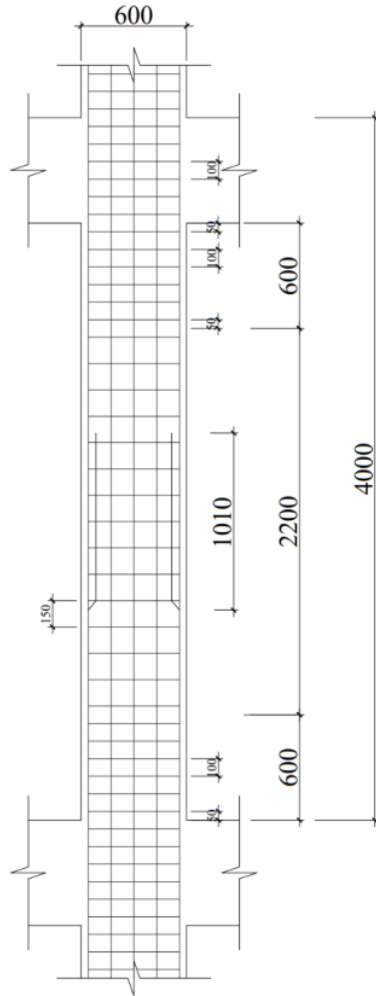
Sehingga nilai $(C_b + K_{tr})/db$ tidak perlu diambil lebih besar dari 2,5, maka:

$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{35}} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 1}{1,6} \right) \times 25 = 1008,5 \text{ mm} \approx 1010 \text{ mm}$$

Pabrik tulangan memiliki keterbatasan panjang untuk tulangan, sehingga tulangan pada bentang tengah dan sambungan lewatan dipasang sepanjang = 1010 mm. Lantai 1 memiliki momen yang lebih besar dibandingkan lantai lainnya, sehingga untuk keamanan tidak ada sambungan lewatan di lantai 1.



Gambar 7.12 Tulangan Kolom pada Lantai 1



Gambar 7.13 Sambungan Lewatan pada Kolom

7.3. Desain Hubungan Balok kolom (HBK)

Desain balok kolom sistem rangka pemikul momen khusus pada tugas akhir ini yaitu mendesain 4 balok, 3 balok dan 2 balok yang mengekang kolom. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.8.3.2 bila komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi *joint* dan bila setiap lebar komponen struktur paling sedikit adalah $\frac{3}{4}$ lebar kolom, sehingga jumlah tulangan ditetapkan dalam pasal 18.7.5.3 (a) dan (b) pasal 18.7.5.4 dapat direduksi setengahnya, dan spasi di isyaratkan dalam pasal boleh ditingkatkan sampai 150 mm pada tinggi total (h) komponen struktur rangka yang terpendek.

Desain HBK ini mempunyai lebar balok = 400 mm < $\frac{3}{4}$ (h) kolom = 450 mm, walaupun syarat tersebut terpenuhi, akan tetapi desain HBK ini tidak mengurangi jumlah tulangan yang sesuai pasal diatas dan tidak menambah lebar spasi sengkang.

7.3.1. Desain HBK yang Terkekang 4 Balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 4 balok yaitu $T_1 + T_2 - V_u$ yang dimana T_1 dan T_2 didapat dari tulangan tarik dan tekan pada balok – balok yang menyatu pada HBK.

$$T_1 (5D22) = A_s \times 1,25 \cdot f_y = 1901 \times 1,25 \times 420 = 998025 \text{ N} = 998,03 \text{ kN}$$

$$T_2 (4D22) = A_s \times 1,25 \cdot f_y = 1521 \times 1,25 \times 420 = 798525 \text{ N} = 798,53 \text{ kN}$$

V_u kolom adalah gaya geser pada kolom yang dihitung dari M_{pr} pada kedua ujung balok yang menyatu dengan HBK, dikarenakan kolom atas dan bawah memiliki panjang yang sama, maka tiap ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok yang sama.

Nilai M_{pr} yang diakibatkan oleh tulangan terpasang pada balok yang berada pada HBK dapat dilihat pada subbab 7.1.4.

$$M_{pr} \text{ pada tulangan atas} = 492,091 \text{ kNm}$$

$$M_{pr} \text{ pada tulangan bawah} = 400,420 \text{ kNm}$$

$$M_u = \frac{492,091 + 400,420}{2} = 446,26 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ balok} = \frac{446,26 + 446,26}{4 - 0,6} = 262,51 \text{ kNm}$$

Gaya geser bersih pada *joint*:

$$V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_u = 998,03 + 798,53 - 262,51 = 1534,05 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.8.4.1 menyatakan bahwa untuk beton normal, tegangan geser V_n *joint* tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang sudah ditetapkan seperti:

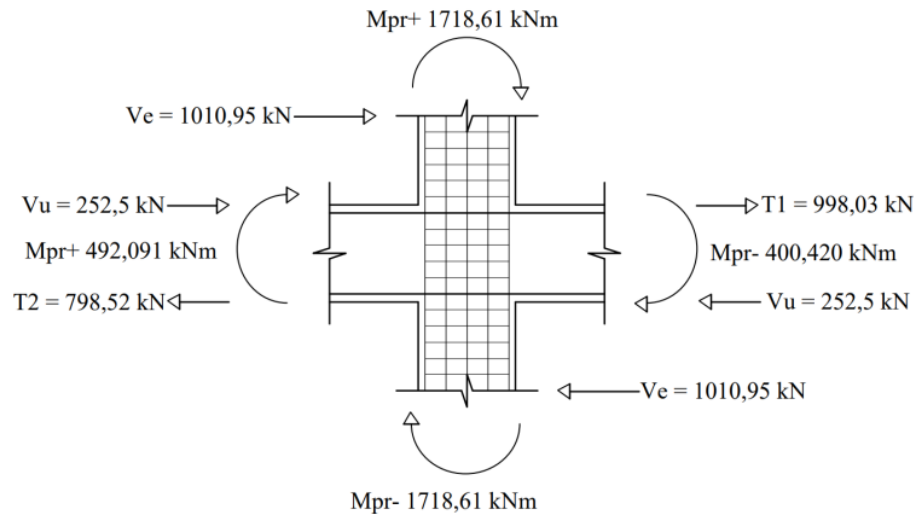
- 1) Pada *joint* yang terkekang oleh 4 balok HBK pada semua muka

$$1,7 \cdot \sqrt{f_c'} A_j$$

Besarnya tegangan geser nominal *joint* V_n yaitu:

$$V_n = \phi 1,7 \cdot \sqrt{f_c'} A_j = 0,75 \times 1,7 \times \sqrt{35} (600 \times 600) = 2715480,62 \text{ kN} = 2715,5 \text{ kN}$$

$V_n > V_{x-x} = 2715,5 \text{ kN} > 1534,05 \text{ kN}$, maka desain HBK terkekang 4 balok telah memenuhi persyaratan.



Gambar 7.14 HBK terkekang 4 Balok

7.3.2. Desain HBK yang Terkekang 3 atau 2 Balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 3 balok yang mengekang kolom yaitu $T_1 - V_u$ dimana T_1 didapat dari tulangan tarik dan tekan pada balok – balok yang menyatu pada HBK.

$$T_1 (5D22) = A_s \times 1,25 \cdot f_y = 1901 \times 1,25 \times 420 = 998025 \text{ N} = 998,03 \text{ kN}$$

Nilai M_{pr} yang diakibatkan oleh tulangan terpasang pada balok yang berada pada HBK yaitu merupakan hasil dari tulangan 5D22, dapat dilihat pada subbab 7.1.4.

$$M_{pr} \text{ pada tulangan atas} = 492,091 \text{ kNm}$$

$$M_u = \frac{492,091}{2} = 246,05 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ balok} = \frac{246,05 + 246,05}{4 - 0,6} = 144,74 \text{ kNm}$$

Gaya geser bersih pada *joint*:

$$V_{x-x} = T_1 - V_u = 998,03 - 144,74 = 853,29 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.8.4.1 menyatakan bahwa untuk beton normal, tegangan geser V_n *joint* tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang sudah ditetapkan seperti:

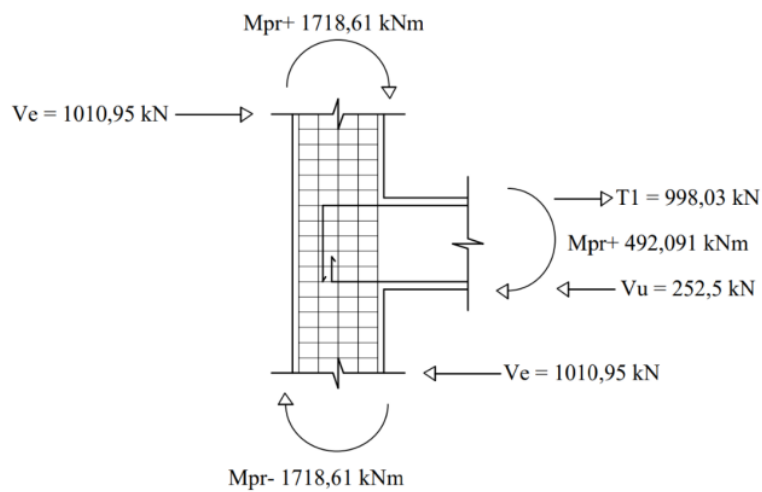
- 1) Pada *joint* yang terkekang oleh 3 atau 2 balok HBK pada semua muka

$$1,2 \cdot \sqrt{f'c'} A_j$$

Besarnya tegangan geser nominal *joint* V_n yaitu:

$$V_n = \phi 1,2 \cdot \sqrt{f'c'} A_j = 0,75 \times 1,2 \times \sqrt{35} (600 \times 600) = 1916809,8 \text{ kN} = 1916,8 \text{ kN}$$

$V_n > V_{x-x} = 1916,8 \text{ kN} > 853,29 \text{ kN}$, maka desain HBK terkekang 3 atau balok telah memenuhi persyaratan.



Gambar 7.15 HBK terkekang 3 atau 2 Balok

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI

Pada tugas akhir ini digunakan pondasi tiang pancang yang terbuat dari beton bertulang dalam perencanaan gedung Hotel Velins ini. Pondasi adalah bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah yang berfungsi sebagai penahan dan penerima beban dari struktur atas kemudian beban tersebut disalurkan ke tanah.

8.1. Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung tiang merupakan kemampuan atau kapasitas tiang untuk menerima beban yang bekerja. Perhitungan daya dukung tiang berguna untuk menentukan P ijin tiang sehingga beban maksimum (P_{max}) yang bekerja pada tiang tidak terlampaui. Daya dukung tiang dapat ditentukan oleh kekuatan material dan tanah tempat tiang ditanam. Kekuatan pondasi tiang pancang dapat dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 dengan memperhatikan faktor reduksi bahan dan faktor tekuk.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan tanah dan material, nilai minimum digunakan untuk menentukan jumlah tiang pancang yang diperlukan untuk *pile cap*. Dalam perencanaan gedung Hotel Velins direncanakan daya dukung tanah berdasarkan data survey kondisi tanah berupa data sondir dan SPT di Kota Yogyakarta.

8.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Ketika merencanakan pondasi tiang pancang tipe 1 dapat menerima gaya aksial (N_u) yang terbesar. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan *pilecap* serta perhitungan kontrol geser pons.

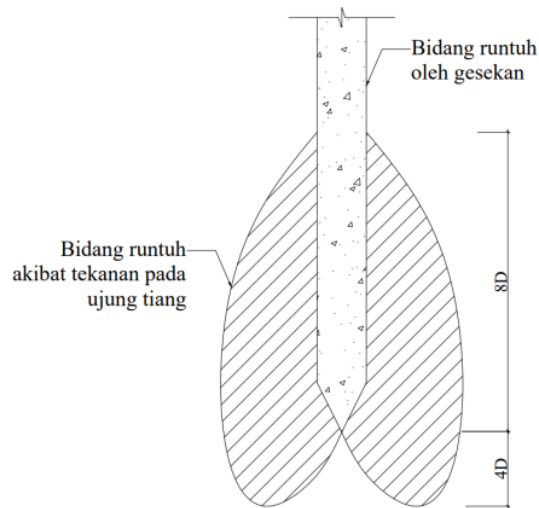
8.2.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 1 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Tiang pancang untuk pondasi digunakan dari PT. Wika Beton. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

Dimensi	= 500 x 500 mm
Kelas	= A
Berat	= 625 kg/m
Momen nominal	= 18,68 ton.m
Kuat beban (P tiang)	= 335,12 ton
Kedalaman tiang pancang	= 6 – 13 m
Mutu Beton (f_c')	= 35 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 420 MPa

8.2.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan kekuatan tanah yang dihitung berdasarkan data hasil tes sondir (CPT), dengan mempertimbangkan luas tanah jika terjadi keruntuhan akibat geser penetrasi konus atau tiang pancang seperti pada Gambar 8.1 sebagai berikut:



Sumber: (Randyanto, Josef, & Sjachrul, 2015)

Gambar 8.1 Ujung Pancang yang Mengalami Keruntuhan Geser

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

C.8D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 8D = 8 x 50 cm = 400 cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 50 cm = 200 cm kebawah

Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{114+87+94+96+81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{21} \right)$$

$$C1 = 118,6 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250+250}{11} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } C_n = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} = \frac{118,6 + 250}{2} = 184,31 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$\text{JHP} = 412 \text{ kg/cm}$$

$$C_n = 184,31 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = C_n \times \frac{A}{n_1} + \text{JHP} \times \frac{K}{n_2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 184,31 \times \frac{50 \times 50}{3} + 412 \times \frac{2(50+50)}{5} = 170071,27 \text{ kg} = 170,07 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm^2)

K = keliling tiang pancang (cm)

C_n = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

ΣC_n = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekak (kg/cm)

n_1 = angka keamanan = 3

n_2 = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang = $625 \text{ kg}/\text{m} \times 18 \text{ m} = 11250 \text{ kg} = 11,25 \text{ ton}$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 170,07 - 11,25 = 158,82 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 158,82 \text{ ton} \leq P_{\text{bahan}} = 335,12 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

1 8.2.3. Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 1

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$$N_u = 847842,84 \text{ kg} = 847,84 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1450,86 \text{ kgm} = 1,45 \text{ ton}/\text{m}$$

$$M_{uy} = 1719,8 \text{ kgm} = 1,72 \text{ ton}/\text{m}$$

1
Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

Beban sendiri <i>pile cap</i>	= 3 x 4,4 x 1 x 2400	= 31680 kg
Beban tiang pancang	= 625 kg/m x 18 m	= 11250 kg
Beban aksial kolom (Nu)		= 847842,84 kg
Berat sloof	= 0,6 x 0,6 x 6 x 2400	= 5184 kg +
	ΣP	= 895956,84 kg = 896 ton

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$$N = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{896}{158,82} = 5,64 \text{ buah} \approx \mathbf{6 \text{ buah}}$$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 1 menggunakan 6 buah tiang pancang dengan dimensi 50 x 50 cm

8.2.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010) dapat dilihat sebagai berikut:

a. Jarak As ke As tiang pancang:

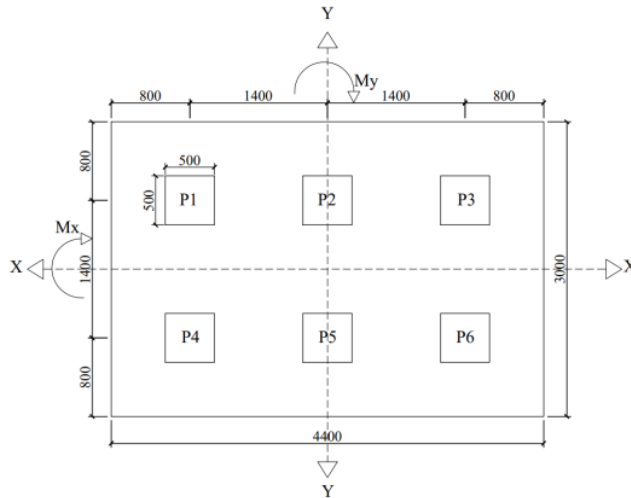
$$\begin{aligned} \text{Syarat} &: 2,5D \leq S \leq 3D \\ &: 2,5 \times 50 \leq S \leq 3 \times 50 \\ &: 125 \leq S \leq 150 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Digunakan **S = 140 cm**

b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &: 1,5D \leq S \leq 2D \\ &: 1,5 \times 50 \leq S \leq 2 \times 50 \\ &: 75 \leq S \leq 100 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Digunakan **S = 80 cm**



Gambar 8.2 Perencanaan Pondasi Tipe 1

8.2.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 3

θ = arc tg D/S = arc tg (50/140) = 19,65

s = jarak antar tiang pancang = 140 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 19,65 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{2 \times 3 \times 90} = 0,75$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin tiang bersih}} = 0,75 \times 158,82 \times 6 = 714,7 \text{ ton} < \Sigma P = 896 \text{ ton (OK)}$$

1 Kontrol Tegangan Maksimum (Pmax) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Beban maksimum yang bekerja pada suatu tiang pancang dalam kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. Untuk menghitung besarnya gaya maksimum pada tiang dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{\max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

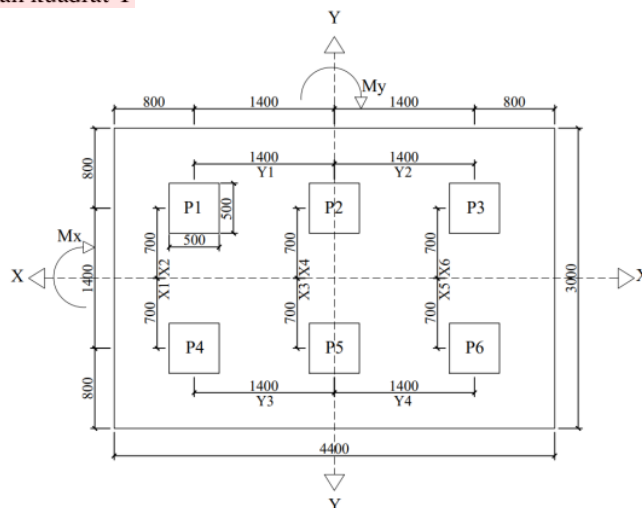
n = banyaknya tiang pancang

X_{\max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{\max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.3 Denah Pondasi Tipe 1

Berdasarkan Gambar 8.3 dapat dihitung:

$$\sum x^2 = 6 \times 0,7^2 = 2,94 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 1,4^2 = 7,84 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{896}{6} - \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,29 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{896}{6} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,63 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{896}{6} + \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} + \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,98 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{896}{6} - \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 148,67 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{896}{6} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,02 \text{ ton}$$

$$P6 = \frac{896}{6} + \frac{1,45 \times 0,7}{2,94} - \frac{1,72 \times 1,4}{7,84} = 149,36 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P3 = 149,98 \text{ ton} < P_{\text{ijin tiang bersih}} = 158,82 \text{ ton}, \text{ (OK)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 1 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.2.6. Perencanaan Pile Cap Pondasi Tipe 1

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f}'_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 300 \text{ cm} \times 440 \text{ cm}$$

- Tebal *pile cap* = 100 cm
 Dimensi kolom = 60 x 60 cm
 Diameter tulangan utama = 25 mm
 Tebal selimut beton = 75 mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)
 Tinggi efektif (d_x) = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5$ mm
 Tinggi efektif (d_y) = $1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 887,5$ mm

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35$ MPa, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

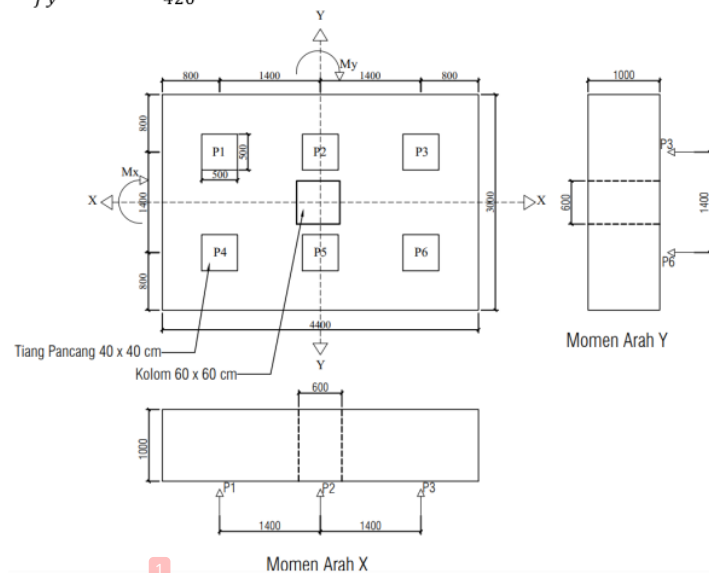
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$



Gambar 8.4 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 1

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil ¹ P1 – P6 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (3 \times 4,4 \times 1 \times 1,7) = 31,42 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$Mu = (149,98 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 31,42 \times 2,2^2\right)$$

$$Mu = 285,996886 \text{ tonm} = 28599688,6 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{28599688,6}{0,8} = 35749610,75 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{35749610,75}{4400 \times 912,5^2} = 0,0098$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0098}{420}}\right) = 0,0000232$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000232 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 4400 \times 912,5 = 7227 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16D25mm ($As = 7854 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 7227 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{4400 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{16 - 1} = 280 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 300 \text{ mm}$. (16D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P9 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (3 \times 4,4 \times 1 \times 1,7) = 31,42 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (P_3 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$M_u = (149,98 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 31,42 \times 1,5^2\right)$$

$$M_u = 140,328083 \text{ tonm} = 14032808,3 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{14032808,3}{0,8} = 17541010,38 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{17541010,38}{3000 \times 912,5^2} = 0,0074$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0074}{420}}\right) = 0,0000177$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000177 < 0,0018 \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan perlu Y

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3000 \times 887,5 = 4792,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 4792,5 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{3000 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 254,5 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 300 \text{ mm}$. (12D25)

1 Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$b) V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$c) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

Keterangan:

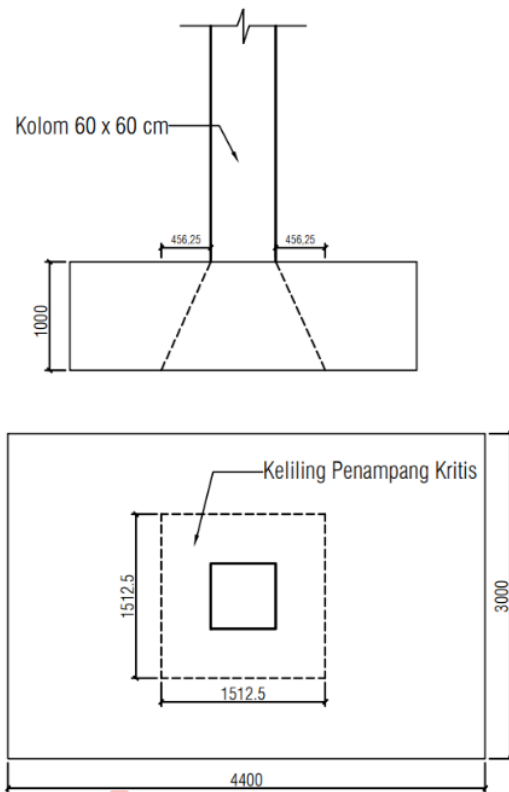
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5$ mm

bo = keliling panjang kritis pile cap

= $2 (600 + 912,5) + 2 (600 + 912,5) = 6050$ mm

$As = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.5 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 1

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} bo \cdot d$

$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5$

$V_c = 16656833,56$ N

$$\begin{aligned}
 \text{b) } V_c &= 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d \\
 V_c &= 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 912,5}{6050} \right) 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5 \\
 V_c &= 21776157,9 \text{ N} \\
 \text{c) } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d \\
 V_c &= 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 6050 \times 912,5 \\
 V_c &= 10777951,12 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil $V_c = 10777951,12 \text{ N} = 1077795,112 \text{ kg}$

$$\emptyset V_c > \Sigma P$$

$$0,85 \times 1077795,112 > 895956,84 \text{ kg}$$

$$916125,8456 \text{ kg} > 895956,84 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.2.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 1

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu kolom} = 880882,84 \text{ kg}$$

$$\text{Pu Sloof} = 847842,84 \times 10\% = 84784,284 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 12$$

Selimit Beton = 50 mm (SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1)

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

Tegangan ijin tarik pada beton $f_{t_{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f'c} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{usloof}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{84784,284}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,294 \text{ MPa} < f_{t_{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

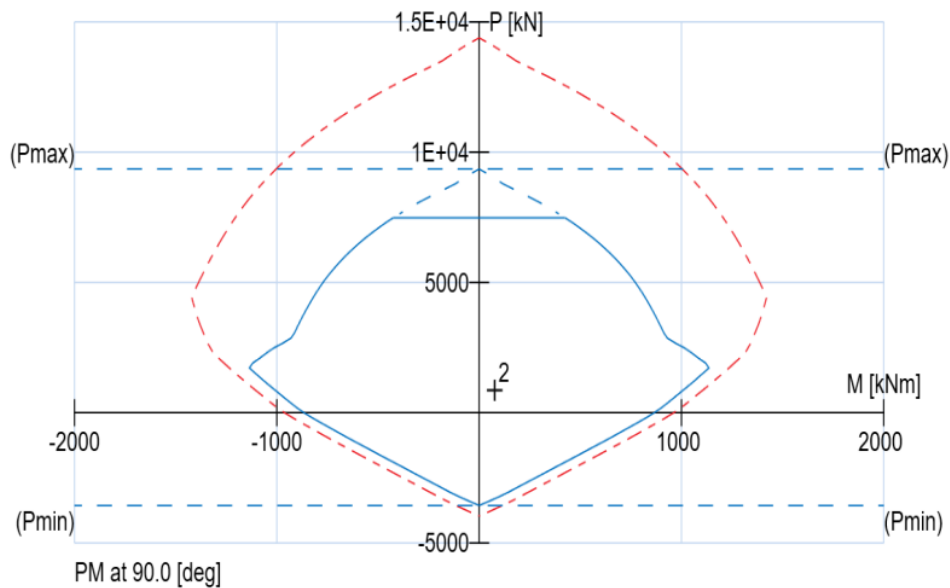
$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m} + \\ &= 1864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_U = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja pada sloof:

$$M_u = \frac{1}{12} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2 = 7828,8 \text{ kg/m}$$

Nilai – nilai di atas kemaudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.5.



Gambar 8.6 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 1

PROPERTIES		SECTION	
f _c	35 MPa		
f _y	420 MPa		
Gross area	360000 mm ²		
Total A _s	9425 mm ²		
Rho	2.62 %		
Max. capacity ratio	0.08		

Gambar 8.7 Hasil Program Struktur Sloof Pondasi Tipe 1

Gambar 8.7 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase SP *Column* yaitu 2,62% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom, maka untuk menghitung kekuatannya dengan dibebani tekan aksial, sebagai berikut:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1})$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{84784,284}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 322442,2681 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 322442,2681 = 120915,8505 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 120915,8505 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$\text{a) } \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$\text{b) } 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan $2\phi 12-200 \text{ mm}$.

8.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Ketika merencanakan pondasi tiang pancang tipe 2 dapat menerima gaya aksial (N_u) yang menengah. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan pilecap serta perhitungan kontrol geser pons.

8.3.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 2 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Tiang pancang untuk pondasi digunakan dari PT. Wika Beton. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

$$\text{Dimensi} = 400 \times 400 \text{ mm}$$

$$\text{Kelas} = \text{B}$$

$$\text{Berat} = 400 \text{ kg/m}$$

$$\text{Momen nominal} = 12,45 \text{ ton.m}$$

$$\text{Kuat beban (P tiang)} = 210,60 \text{ ton}$$

1 Kedalaman tiang pancang = 6 – 12 m

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 420 MPa

8.3.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

1 Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

1 C.8D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 8D = 8 x 40 cm = 320 cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 40 cm = 160 cm kebawah

1 Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{17} \right) = 123,5 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250}{9} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } C_n = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} = \frac{123,5 + 250}{2} = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

1 Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$JHP = 412 \text{ kg/cm}$$

$$Cn = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = Cn \times \frac{A}{n1} + JHP \times \frac{K}{n2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 186,76 \times \frac{40 \times 40}{3} + 412 \times \frac{2(40+40)}{5} = 112791,8431 \text{ kg} = 112,79 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm^2)

K = keliling tiang pancang (cm)

Cn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm^2)

ΣCn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekak (kg/cm)

$n1$ = angka keamanan = 3

$n2$ = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang = $400 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 7200 \text{ kg} = 7,20 \text{ ton}$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 112,79 - 7,20 = 105,59 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 105,59 \text{ ton} \leq P_{\text{bahan}} = 210,60 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

8.3.3. ¹ Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$$Nu = 596817,02 \text{ kg} = 596,82 \text{ ton}$$

$$Mux = 1803,85 \text{ kgm} = 1,80 \text{ ton/m}$$

$$M_{uy} = 1865,12 \text{ kgm} = 1,87 \text{ ton/m}$$

1
Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

$$\text{Beban sendiri } \textit{pile cap} = 2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 2400 = 15206,4 \text{ kg}$$

$$\text{Beban tiang pancang} = 400 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 7200 \text{ kg}$$

$$\text{Beban aksial kolom (Nu)} = 596817,02 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sloof} = \frac{0,6 \times 0,6 \times 6 \times 2400}{1} = 5184 \text{ kg} +$$

$$\Sigma P = 624407,42 \text{ kg} = 624,41 \text{ ton}$$

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$$N = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} = \frac{624,41}{105,59} = 5,91 \text{ buah} \approx \mathbf{6 \text{ buah}}$$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 2 menggunakan 6 buah tiang pancang dengan dimensi 40 x 40 cm

8.3.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010) dapat dilihat sebagai berikut:

a. Jarak As ke As tiang pancang:

$$\text{Syarat : } 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$: 2,5 \times 40 \leq S \leq 3 \times 40$$

$$: 100 \leq S \leq 120 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 100 cm**

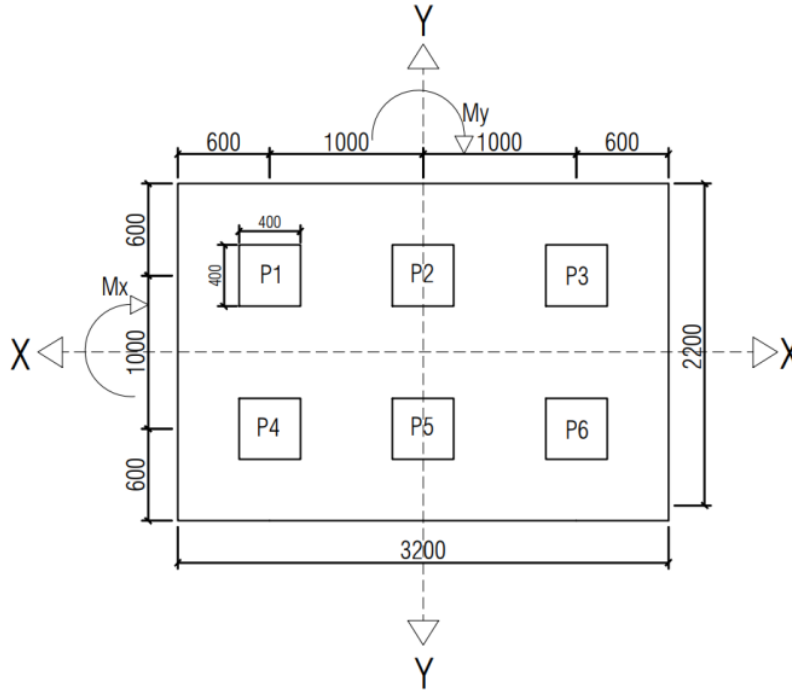
b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\text{Syarat : } 1,5D \leq S \leq 2D$$

$$: 1,5 \times 40 \leq S \leq 2 \times 40$$

$$: 60 \leq S \leq 80 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 60 cm**



Gambar 8.8 Perencanaan Pondasi Tipe 2

8.3.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1) + n(m-1)}{m \times n \times 90}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 3

θ = $\text{arc tg } D/S$ = $\text{arc tg } (40/100) = 21,80$

s = jarak antar tiang pancang = 100 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 21,80 \times \frac{2(3-1)+3(2-1)}{2 \times 3 \times 90} = 0,72$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin}} = 0,72 \times 105,59 \times 6 = 456,1567624 \text{ ton} < 624,41 \text{ ton}$$

Kontrol Tegangan Maksimum (Pmax) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

Beban maksimum yang bekerja pada suatu tiang pancang dalam kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. Untuk menghitung besarnya gaya maksimum pada tiang dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

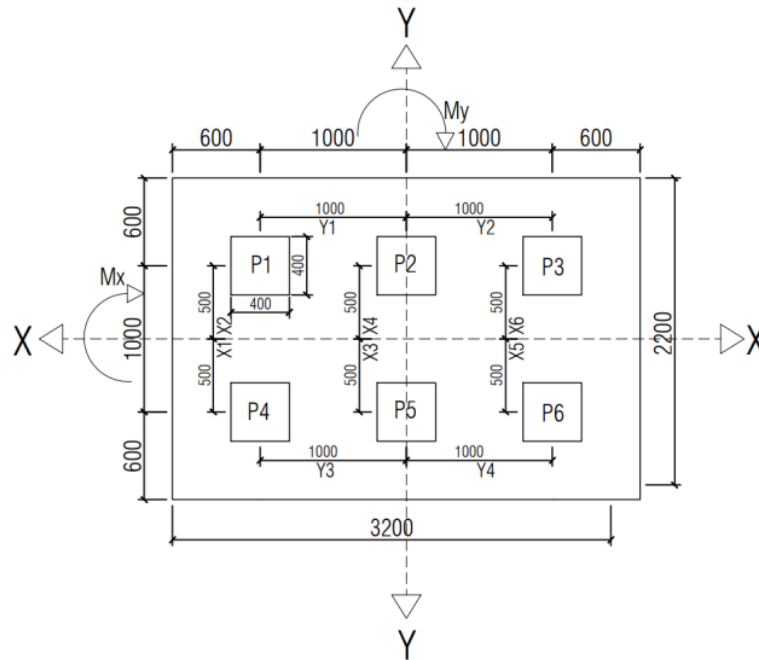
n = banyaknya tiang pancang

X_{max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.9 Denah Pondasi Tipe 2

Berdasarkan Gambar 8.3 dapat dihitung:

$$\Sigma x^2 = 6 \times 0,5^2 = 1,5 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 4 \times 1^2 = 4 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 103,93 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 104,53 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} + \frac{1,87 \times 1}{4} = 105,14 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} - \frac{1,87 \times 1}{4} = 103,00 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{624,41}{6} - \frac{1,79 \times 1}{4} = 103,60 \text{ ton}$$

$$P_6 = \frac{624,41}{6} + \frac{1,80 \times 0,5}{1,5} - \frac{1,87 \times 1}{4} = 104,20 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P_3 = 105,14 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 105,59 \text{ ton}, \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 2 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.3.6. Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 2

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } \textit{pile cap} = 220 \text{ cm} \times 320 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d_x) = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d_y) = 900 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 787,5 \text{ mm}$$

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

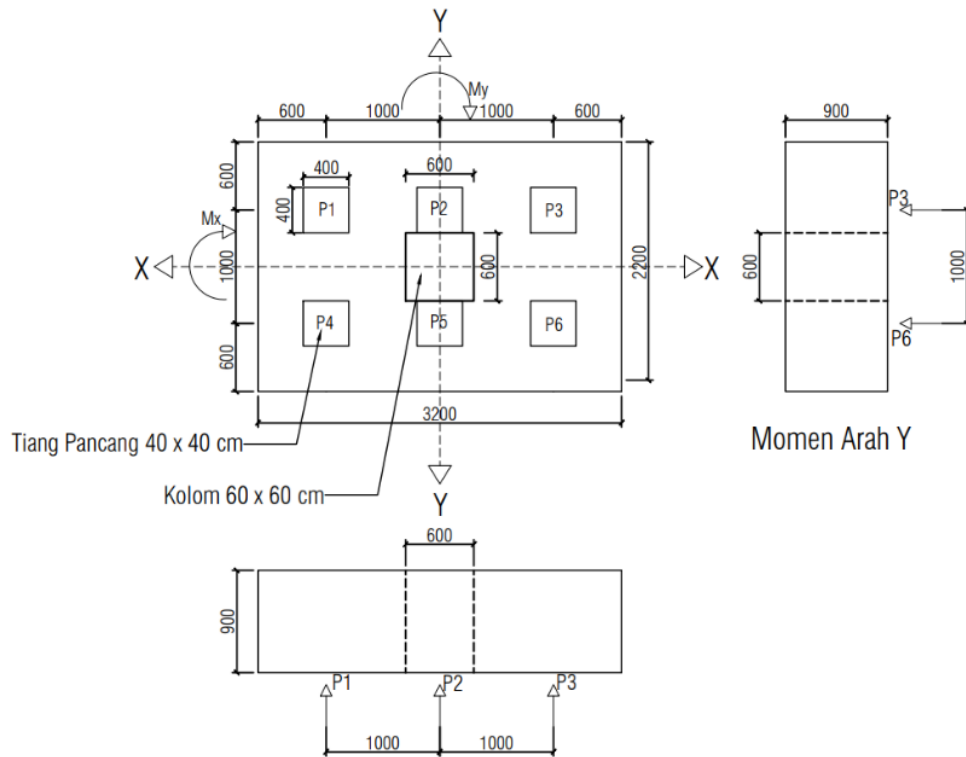
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$



1 Momen Arah X

Gambar 8.10 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 2

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil P1 – P6 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 1,7) = 15,08 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$Mu = (105,14 \times 1) + \left(\frac{1}{2} \times 15,08 \times 1,6^2\right)$$

$$Mu = 124,437457 \text{ tonm} = 12443745,71 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{12443745,71}{0,8} = 15554682,13 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{15554682,13}{3200 \times 812,5^2} = 0,007$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,007}{420}} \right) = 0,000017$$

$$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000017 < 0,0018 \text{ maka pakai } \rho = 0,0018$$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 3200 \times 812,5 = 4680 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 16D25mm ($As = 7854 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 4680 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{3200 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{16 - 1} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 200 \text{ mm}$. (16D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P6 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P3, sehingga:

$$qU = 1,4 \times (2,2 \times 3,2 \times 0,9 \times 1,7) = 15,08 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (P3 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2 \right)$$

$$Mu = (105,14 \times 0,5) + \left(\frac{1}{2} \times 15,08 \times 1,1^2 \right)$$

$$Mu = 61,69093973 \text{ tonm} = 6169094,0 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{6169094,0}{0,8} = 7711367,467 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{7711367,467}{2200 \times 787,5^2} = 0,0057$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0057}{420}} \right) = 0,000013$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000013 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu Y

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2200 \times 787,5 = 3118,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25 mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 3118,5 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{2200 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 181,82 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 200 \text{ mm}$ (12D25)

Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

- a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$
- b) $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$
- c) $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$

Keterangan:

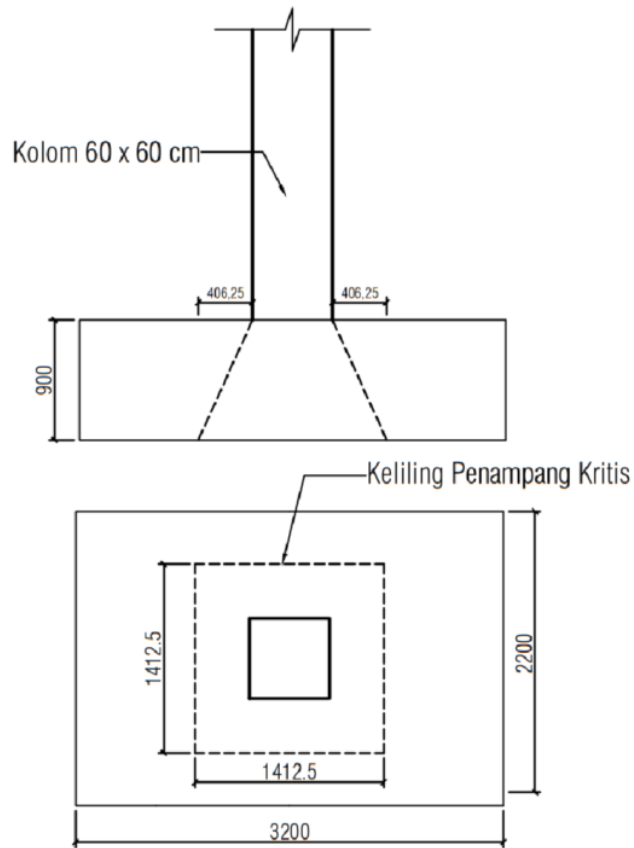
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$

b_o = keliling panjang kritis pile cap

$$= 2 (600 + 812,5) + 2 (600 + 812,5) = 5650 \text{ mm}$$

$A_s = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.11 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 2

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

$$a) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 13850836,91 \text{ N}$$

$$b) V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 812,5}{5650}\right) 1\sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 17474694,61 \text{ N}$$

$$c) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$$

$$V_c = 8962306,239 \text{ N}$$

Diambil nilai terkecil $V_c = 8962306,24 \text{ N} = 896230,6 \text{ kg}$

$$\phi V_c > \Sigma P$$

$$0,85 \times 896230,6 > 624407,42 \text{ kg}$$

$$761796,03 \text{ kg} > 624407,42 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

8.3.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 2

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u \text{ kolom} = 596817,02 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 596817,02 \times 10\% = 59681,702 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = D25$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi 12$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1})$$

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t_{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f_c'} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{u_{sloof}}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{59681,702}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,207 \text{ MPa} < f_{t_{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

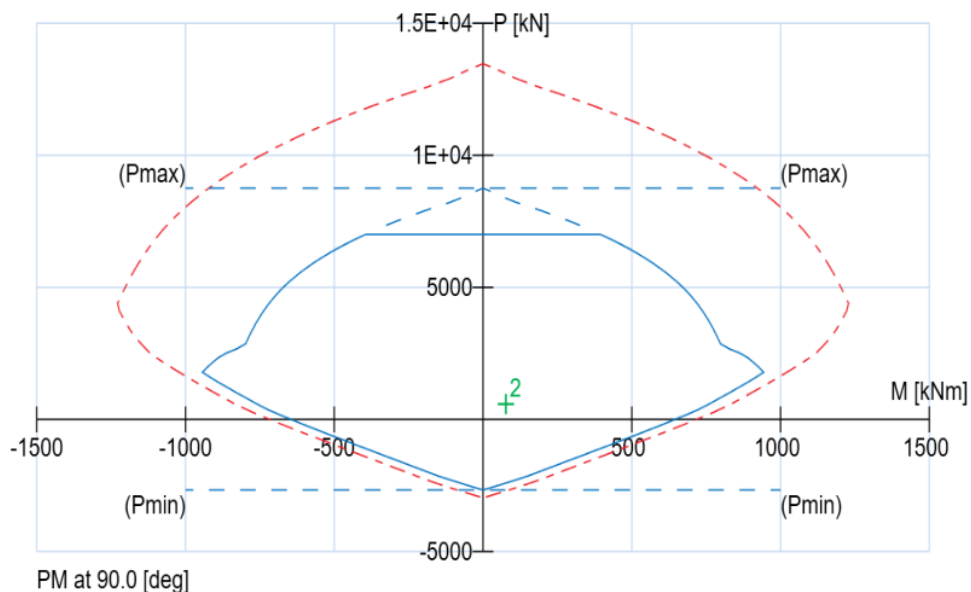
$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m} \quad + \\ &= 1864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$qU = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja pada sloof:

$$Mu = \frac{1}{12} \times qU \times L^2 = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2 = 7828,8 \text{ kg/m}$$

Nilai – nilai di atas kemudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.12.



Gambar 8.12 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 2

▼ PROPERTIES			▼ SECTION	
f'c	35	MPa		
fy	420	MPa		
Gross area	360000	mm ²		
Total As	7068	mm ²		
Rho	1.96	%		
Max. capacity ratio	0.10			

Gambar 8.13 Hasil Program Struktur Sloof Pondasi Tipe 2

Gambar 8.13 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase program struktur yaitu 1,96% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom, maka untuk menghitung kekuatan gesernya dengan dibebani tekan aksial, sebagai berikut:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1})$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{59681,702}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 320862,86 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 320862,86 = 120323,57 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 120323,57 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$c) \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$d) 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan 2Ø12-200 mm.

8.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 3

Perencanaan pondasi tiang pancang tipe 3 direncanakan untuk menerima gaya aksial (N_u) yang lebih kecil. Perencanaan pondasi meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang yang akan digunakan, kontrol tegangan maksimum, penulangan pilecap serta perhitungan kontrol geser pons.

8.4.1. Daya Dukung Tiang Pondasi Tipe 3 Berdasarkan Kekuatan Material

Daya dukung pondasi tiang pancang tipe 3 dianalisis berdasarkan kekuatan material beton yang digunakan pada tiang pancang. Berdasarkan spesifikasi PT. Wika Beton direncanakan tiang pancang beton sebagai berikut:

Dimensi	= 400 x 400 mm
Kelas	= B
Berat	= 400 kg/m
Momen nominal	= 12,45 ton.m
Kuat beban (P tiang)	= 210,60 ton
Kedalaman tiang pancang	= 6 – 12 m
Mutu Beton (f_c')	= 35 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 420 MPa

8.4.2. Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Penentuan harga konus yang digunakan dalam perencanaan tidak menggunakan harga konus pada ujung tiang, melainkan pakai harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan 8D di atas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$C_n \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2}$$

Keterangan:

C = diameter tiang pancang

C.8D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 8D = 8 x 40 cm = 320

1
cm keatas

C.4D = harga rata-rata konus, dihitung dari ujung tiang sampai 4D = 4 x 40 cm = 160

cm kebawah

1
Sehingga data sondir yang ada, didapatkan harga-harga konus sebagai berikut:

Perhitungan C1 sepanjang 8D:

$$C1 = \left(\frac{81+63+109+91+49+59+69+54+144+79+91+84+181+152+204+246+250}{17} \right) = 123,5 \text{ kg/cm}^2$$

Perhitungan C2 sepanjang 4D:

$$C2 = \left(\frac{250+250+250+250+250+250+250+250+250}{9} \right) = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga, } C_n = \frac{C.8D + C.4D}{2} = \frac{123,5 + 250}{2} = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan Data penyelidikan Tanah Sondir (*Conus Penetration Test*)

1
Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT memperoleh nilai-nilai Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) dan Konus (Cn). Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan pada JHP dan konus diambil pada kedalaman 18 m, dengan data sebagai berikut:

$$\text{JHP} = 412 \text{ kg/cm}$$

$$C_n = 186,76 \text{ kg/cm}^2$$

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, daya dukung tiang dapat ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = C_n \times \frac{A}{n1} + \text{JHP} \times \frac{K}{n2}$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 186,76 \times \frac{40 \times 40}{3} + 412 \times \frac{2(40+40)}{5} = 112791,8431 \text{ kg} = 112,79 \text{ ton}$$

Keterangan:

P_{tiang} = daya dukung tanah untuk satu tiang (kg)

A = luas penampang tiang pancang (cm²)

K = keliling tiang pancang (cm)

Cn = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan (kg/cm²)

ΣC_n = tekanan konus rata-rata, akibat keruntuhan

JHP = jumlah hambatan pelekat (kg/cm)

n1 = angka keamanan = 3

n2 = angka keamanan = 5

Berat Tiang Pancang

Berat sendiri tiang = $400 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 7200 \text{ kg} = 7,20 \text{ ton}$

Beban ijin netto yang diperkenankan pada tiang tersebut sebagai berikut:

$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 112,79 - 7,20 = 105,59 \text{ ton}$

$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 105,59 \text{ ton} \leq P_{\text{bahan}} = 210,60 \text{ ton} \quad (\text{OK})$

8.4.3. Kebutuhan Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 3

Berdasarkan hasil analisa program bantu SAP 2000, diperoleh hasil gaya perletakan terbesar untuk menghitung kebutuhan tiang pancang, sebagai berikut:

$N_u = 300467,89 \text{ kg} = 300,47 \text{ ton}$

$M_{ux} = 20490,72 \text{ kgm} = 20,49 \text{ ton/m}$

$M_{uy} = 22018,18 \text{ kgm} = 22,018 \text{ ton/m}$

Pembebanan:

Beban yang harus dipikul oleh 1 kelompok tiang:

Beban sendiri *pile cap* = $2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 2400 = 13500 \text{ kg}$

Beban tiang pancang = $400 \text{ kg/m} \times 18 \text{ m} = 7200 \text{ kg}$

Beban aksial kolom (N_u) = $300467,89 \text{ kg}$

Berat sloof = $0,6 \times 0,6 \times 6 \times 2400 = 5184 \text{ kg} +$

$\Sigma P = 326351,89 \text{ kg} = 326,35 \text{ ton}$

Menentukan kebutuhan tiang pancang dalam 1 kelompok

$$N = \frac{\Sigma P}{P_{\text{ijin}}} = \frac{326,35}{105,59} = 3,09 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga pondasi tiang pancang tipe 3 menggunakan 4 buah tiang pancang dengan dimensi 40 x 40 cm

8.4.4. Perencanaan Kelompok Tiang

Persyaratan jarak tiang pancang (Dwi Prahastini, 2010), dapat dilihat sebagai berikut:

a. Jarak As ke As tiang pancang:

$$\text{Syarat : } 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$: 2,5 \times 40 \leq S \leq 3 \times 40$$

$$: 100 \leq S \leq 120 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 110 cm**

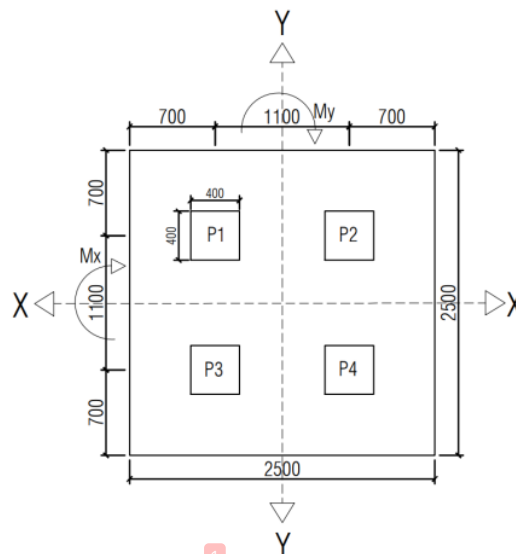
b. Jarak As ke tepi *pile cap*

$$\text{Syarat : } 1,5D \leq S \leq 2D$$

$$: 1,5 \times 40 \leq S \leq 2 \times 40$$

$$: 60 \leq S \leq 80 \quad (\text{OK})$$

Digunakan **S = 70 cm**



Gambar 8.14 Perencanaan Pondasi Tipe 3

8.4.5. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

Jumlah tiang pancang $n > 1$ sehingga, efisiensi (η) dihitung untuk mengetahui kemampuan kelompok tiang pancang dalam menerima beban, apabila dilakukan kontrol beban maksimum yang terjadi pada tiang pancang (P_{maks}) akan mengetahui pondasi yang telah direncanakan mampu atau tidak dalam menerima beban yang terjadi.

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m \times n \times 90}$$

Keterangan:

m = jumlah pancang arah Y = 2

n = jumlah pancang arah X = 2

θ = $\text{arc tg } D/S$ = $\text{arc tg } (40/110) = 19,98$

s = jarak antar tiang pancang = 110 cm

Sehingga efisiensi tiang pancang dalam kelompok sebagai berikut:

$$(\eta) = 1 - 19,98 \times \frac{2(2-1)+2(2-1)}{2 \times 2 \times 90} = 0,78$$

$$P_{\text{kelompok tiang}} = \eta \times P_{\text{ijin}} = 0,78 \times 105,59 \times 4 = 329,45 \text{ ton}$$

Kontrol Tegangan Maksimum (P_{max}) 1 Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

Beban maksimum yang bekerja pada suatu tiang pancang dalam kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang tersebut. Untuk menghitung besarnya gaya maksimum pada tiang dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y_{\text{max}}}{\sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_{max} = beban maksimum tiang pancang

$\sum P$ = jumlah total beban normal

M_x = momen yang terjadi di bidang x

M_y = momen yang terjadi di bidang y

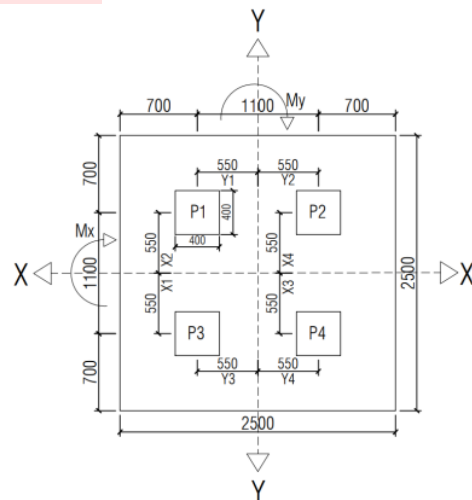
n = banyaknya tiang pancang

X_{max} = absis terjauh pada titik berat kelompok pancang

Y_{max} = ordinat terjauh pada titik berat kelompok pancang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y



Gambar 8.15 Denah Pondasi Tipe 3

Berdasarkan Gambar 8.15 dapat dihitung:

$$\sum x^2 = 4 \times 0,55^2 = 1,21 \text{ m}$$

$$\sum y^2 = 4 \times 0,55^2 = 1,21 \text{ m}$$

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang dalam kelompok, berdasarkan jarak tiang pancang ke sumbu netral sebagai berikut:

$$P1 = \frac{326,35}{4} - \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} + \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 82,28 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{326,35}{4} + \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} + \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 100,91 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{326,35}{4} - \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} - \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 62,27 \text{ ton}$$

$$P_4 = \frac{326,35}{4} + \frac{20,49 \times 0,55}{1,21} - \frac{22,02 \times 0,55}{1,21} = 80,89 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas:

$$P_{\max} = P_2 = 100,91 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 105,59 \text{ ton}, \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, beban maksimal yang bekerja pada tiang pancang lebih kecil dari pada beban ijin 1 tiang, sehingga pondasi tipe 3 dapat digunakan sebagai pondasi dalam perencanaan struktur gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta.

8.4.6. Perencanaan *Pile Cap* Pondasi Tipe 3

Perhitungan tulangan *pile cap* didasarkan pada besarnya momen yang bekerja pada masing-masing *pile cap* pada daerah kritis tepi kolom dan lebar pondasi. Berikut adalah data-data perencanaan *pile cap*, antara lain:

$$\text{Mutu beton (fc')} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi } \textit{pile cap} = 250 \text{ cm} \times 250 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm (SNI 2847-2019 pasal 20.6.1.3.1)}$$

$$\text{Tinggi efektif (d}_x\text{)} = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif (d}_y\text{)} = 900 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 787,5 \text{ mm}$$

Syarat Batas Penulangan pada *Pile Cap*

Syarat batas penulangan pada *pile cap* rencana harus sesuai dengan SNI 2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 karena $f_c' = 35 \text{ MPa}$, maka menggunakan $28 < f_c' < 55$. Sehingga dapat diperhitungkan sebagai berikut:

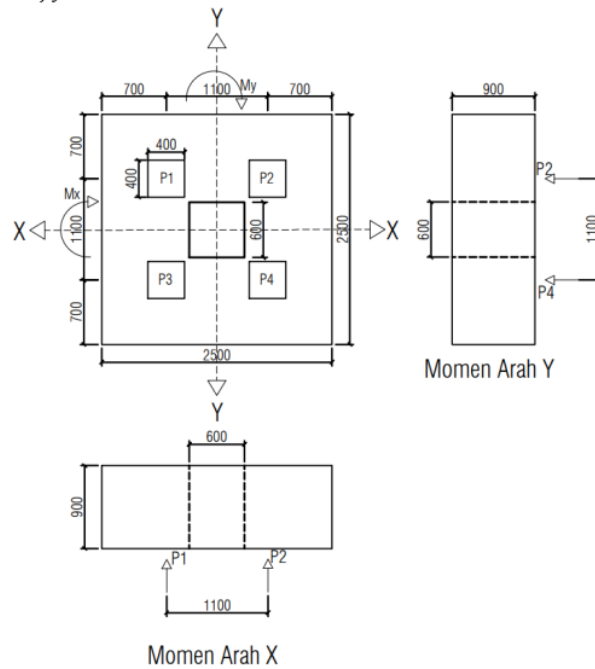
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 (35 - 28)}{7} = 0,8$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,8}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,03$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,03 = 0,023$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 tabel 8.6.1.1 untuk $f_y = 420$ MPa, maka menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0,0018 \cdot 420}{420} = 0,0018$$



Gambar 8.16 Momen Yang Terjadi pada Pile Cap Tipe 3

a. Penulangan arah X

Berdasarkan hasil P1 – P4 diperoleh beban P arah X terbesar yaitu pada P2, sehingga:

$$q_U = 1,4 \times (2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 1,7) = 13,39 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (P_2 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right)$$

$$M_u = (100,91 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times 13,39 \times 1,25^2\right)$$

$$M_u = 65,959594 \text{ tonm} = 6595959,425 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{6595959,425}{0,8} = 8244949,281 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times d^2} = \frac{8244949,281}{2500 \times 812,5^2} = 0,005$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,005}{420}} \right) = 0,0000119$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,0000119 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu X yang dibutuhkan:

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2500 \times 812,5 = 3656,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 3656,25 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan X

$$s = \frac{2500 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 209,09 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 250 \text{ mm}$. (12D25)

b. Penulangan arah Y

Berdasarkan hasil P1 – P4 diperoleh beban P arah Y terbesar yaitu pada P2, sehingga:

$$q_U = 1,4 \times (2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 1,7) = 13,39 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (P_2 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L^2 \right)$$

$$M_u = (100,91 \times 0,55) + \left(\frac{1}{2} \times 13,39 \times 1,25^2 \right)$$

$$M_u = 65,959594 \text{ tonm} = 6595959,4 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{6595959,4}{0,8} = 8244949,281 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_y^2} = \frac{8244949,281}{2500 \times 787,5^2} = 0,0053$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,0053}{420}} \right) = 0,000013$$

$\rho < \rho_{\text{min}} = 0,000013 < 0,0018$ maka pakai $\rho = 0,0018$

Tulangan perlu Y

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 2200 \times 787,5 = 3543,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 12D25 mm ($A_s = 5890 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 3543,75 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan Y

$$s = \frac{2500 - (2 \times 75) - (2 \times 25)}{12 - 1} = 209,09 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tulangan $s = 250 \text{ mm}$. (12D25)

1 Kontrol Geser Pons *Pile Cap*

Pada saat merencanakan ketebalatan *Pile Cap* dengan persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi harus terpenuhi. Kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton diambil sebagai nilai terendah dari rumus dibawah ini:

Berdasarkan peraturan SNI 2847-2019 pasal 22.6.5.1 tabel 22.6.5.2

- a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$
- b) $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$
- c) $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} \text{ bo} \cdot d$

Keterangan:

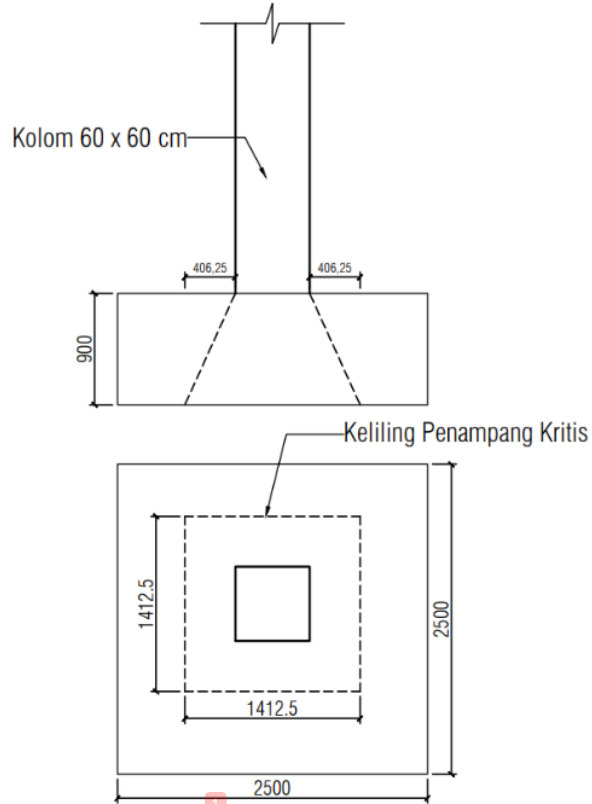
β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom = $600/600 = 1$

$d = 900 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 812,5 \text{ mm}$

b_o = keliling panjang kritis pile cap

$$= 2 (600 + 812,5) + 2 (600 + 812,5) = 5650 \text{ mm}$$

$A_s = 40$ untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk sudut



Gambar 8.17 Penampang Kritis pada *Pile Cap* Tipe 3

Perhitungan nilai V_c pada *pile cap*

a) $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
 $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$
 $V_c = 13850836,91 \text{ N}$

b) $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
 $V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 812,5}{5650} \right) 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$
 $V_c = 17474694,61 \text{ N}$

c) $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o \cdot d$
 $V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 5650 \times 812,5$
 $V_c = 8962306,239 \text{ N}$

Diambil nilai terkecil $V_c = 8962306,24 \text{ N} = 896230,6 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &> \Sigma P \\ 0,85 \times 896230,6 &> 326351,89 \text{ kg} \\ 761796,03 \text{ kg} &> 326351,89 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

8.4.7. Perencanaan Sloof untuk Pondasi Tipe 3

Sloof adalah struktur yang berada di atas pondasi dan memiliki fungsi menyeimbangkan beban pondasi dan sebagai penyangga dinding apabila terjadi pergerakan tanah sehingga dinding tidak runtuh. Sloof sangat berperan penting dalam kekuatan dari bangunan maka dari itu sloof yang direncanakan harus memiliki dimensi yang mencukupi sehingga dapat menerima beban yang bekerja. Pada umumnya sloof direncanakan secara tipikal, oleh karena itu cukup mengambil contoh pada perhitungan sloof dengan bentang terpanjang. Data perencanaan sloof sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Pu kolom} = 300467,89 \text{ kg}$$

$$\text{Pu Sloof} = 300467,89 \times 10\% = 30046,789 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Sloof} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi Sloof} = 60 \times 60 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D25}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \text{Ø12}$$

$$\text{Selimut Beton} = 50 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1})$$

$$d = 600 - 50 - 12 - \frac{1}{2} \times 25 = 525,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik pada beton } f_{t\text{ijin}} = 0,5 \times \sqrt{f_c'} = 0,5 \times \sqrt{35} = 2,96 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada beton:

$$f_t = \frac{P_{u\text{sloof}}}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{30046,789}{0,8 \cdot 600 \cdot 600} = 0,104 \text{ MPa} < f_{t\text{ijin}} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban rencana yaitu beban aksial dan beban lentur, sehingga perhitungan tulangan ini seperti perhitungan tulangan pada kolom. Analisa tulangan sloof akan direncanakan menggunakan program struktur.

Beban yang diterima sloof:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,6 \times 0,6 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m} + \\ &= 1864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$qU = 1,4D = 1,4 \times 1864 = 2609,6 \text{ kg/m}$$

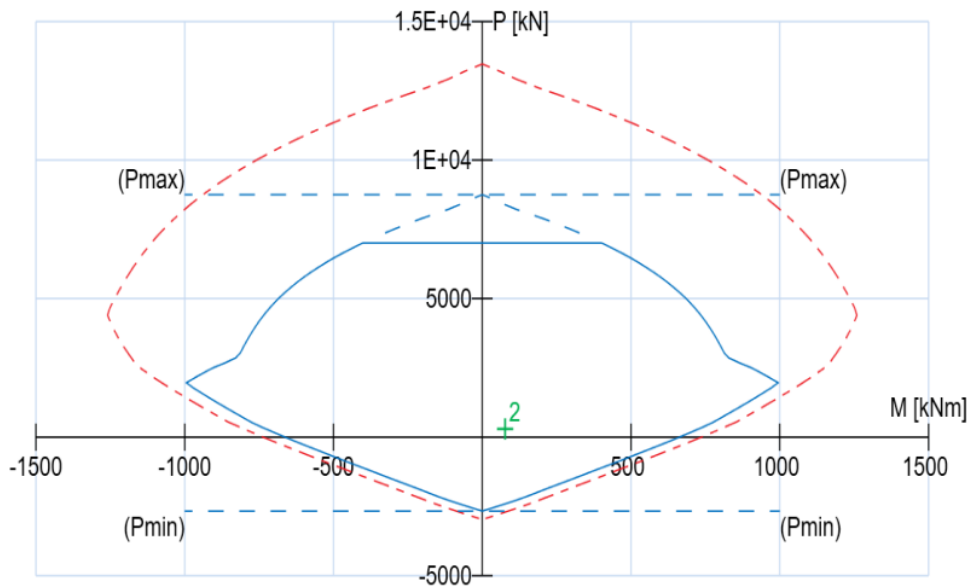
Momen yang bekerja pada sloof:

$$Mu = \frac{1}{12} \times qU \times L^2$$

$$Mu = \frac{1}{12} \times 2609,6 \times 6^2$$

$$\mathbf{Mu = 7828,8 \text{ kg/m}}$$

Nilai – nilai di atas kemudian dimasukkan ke dalam program bantu untuk menentukan jumlah tulangan yang sesuai dengan momen dan gaya aksial yang diserap pelat. Seperti pada Gambar 8.16.



PM at 90.0 [deg]

Gambar 8.18 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof Pondasi Tipe 3

▼ PROPERTIES		▼ SECTION	
f _c	35	MPa	
f _y	420	MPa	
Gross area	360000	mm ²	
Total As	7068	mm ²	
Rho	1.96	%	
Max. capacity ratio	0.11		

Gambar 8.19 Hasil Program Struktur Pondasi Tipe 3

Pada Gambar 8.17 didapatkan hasil program struktur untuk **tulangan ulir berdiameter 25 mm dengan jumlah 12 buah**, semua gaya yang diinputkan ke program struktur tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan dari prosentase program struktur yaitu 1,96% telah memenuhi persyaratan 1% - 6%.

1 Penulangan Geser Sloof

Sloof memiliki perilaku seperti kolom maka untuk menghitung kekuatannya harus sesuai persyaratan SNI 2847-2019 pasal 22.5.6.1 dengan dibebani tekan aksial.

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2609,6 \times 6 = 46972,8 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{30046,789}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{35} \times 600 \times 525,5 = 318998,28 \text{ N}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c = 0,5 \times 0,75 \times 318998,28 = 119624,356 \text{ N}$$

Cek Kebutuhan Sengkang

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$46972,8 \text{ N} \leq 119624,356 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipasang tulangan sengkang minimum untuk keamanan, maka jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$e) \frac{d}{2} = \frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm}$$

$$f) 300 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 200 mm, sehingga sengkang direncanakan 2Ø12-200 mm.

BAB IX

KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil perhitungan perencanaan gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang diperhitungkan berdasarkan peraturan SNI 1726-2019 terkait Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung, SNI 2847-2019 terkait Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 1727-2020 terkait Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur lain, Serta SNI 03-1727-1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, sehingga dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

9.1. Kesimpulan

Penyusunan Tugas Akhir perencanaan gedung Hotel Velins di Kota Yogyakarta, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

- 1) Berdasarkan hasil analisa gaya gempa diperoleh nilai simpangan horisontal (*drift*) yang terjadi pada lantai 9 sampai 1 arah X dan arah Y rerata yaitu 25,76 mm dengan tidak melebihi batas simpangan ijin (Δa) yaitu 100 mm. Sehingga perencanaan struktur gedung Hotel Velins menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus mampu menahan beban gempa yang terjadi dan menjaga stabilitas lateral struktur.
- 2) Kontrol pendetailan pada struktur yang sesuai dengan persyaratan SNI 2847-2019 pasal 18.7.3, dapat disimpulkan bahwa struktur gedung Hotel Velins ini mampu menahan beban gempa yang terjadi yaitu telah memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam* dengan syarat $\sum M_{nc} = 3698,46 \text{ kNm} > (1,2) \sum M_{nb} = 989,66 \text{ kNm}$.
- 3) Hubungan Balok Kolom (HBK) pada perencanaan gedung ini sesuai dengan persyaratan 2847-2019 pasal 18.8.4.1 yaitu pada kondisi terkekang 4 balok dengan syarat $V_n > V_{x-x} = 2715,5 \text{ kN} > 1534,05 \text{ kN}$ dan terkekang 3 atau 2 balok dengan syarat $V_n > V_{x-x} = 1916,8 \text{ kN} > 853,29 \text{ kN}$ telah terpenuhi.

9.2. Saran

Berikut beberapa saran untuk penelitian selanjutnya supaya dapat dijadikan referensi yang lebih baik, yaitu:

- 1) Studi lebih lanjut sangat diperlukan dengan menggunakan sistem lain untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih baik dengan mempertimbangkan aspek teknis (kekuatan) dan nilai ekonomis sehingga dapat meningkatkan desain yang diterapkan.
- 2) Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang lebih baik dari yang diharapkan, maka diperlukan perencanaan yang lebih matang.

DAFTAR PUSTAKA

- Abdul, Fauzi., & Utari Khatulistiani. 2020. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Apartemen Lyon di Kota Yogyakarta Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*. Axial Vol. 8. No. 2, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi.
- Ambarwati, Yuniar Dwi., & Nur Achmad Husin. 2017. *Analisis Perbandingan Sistem Ganda Dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Desain Struktur Hotel Ammeerra Jakarta*. <URL:https://repository.its.ac.id/42553/1/3116040516-Undergraduate_Theses.pdf>. Diakses pada 23 Agustus 2017.
- Anson, Jovan., & Soerjandani Priantoro M. 2023. *Perencanaan Struktur Gedung Hotel Azona Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Di Kota Yogyakarta*. Axial Vol. 11. No. 1, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. SNI 1726-2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta : BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. SNI 2847-2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. Jakarta : BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. SNI 1727-2020. *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta : BSN.
- Balamba, Sjachrul., & Sumampouw. 2018. *Pengaruh Jenis Tanah Dan Bentuk Tiang Pancang Terhadap Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Grup Akibat Beban Vertikal*. Jurnal Sipil Statik Vol.6 No.5 Mei 2018. Manado : Universitas Sam Ratulangi.
- Belo, Jose Manuel. 2016. *Studi Perencanaan Struktur Tahan Gempa Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Pada Bangunan Gedung B Program Teknologi Informasi Dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya Malang Tahap I*. <URL:<http://eprints.itn.ac.id/2287/1/SKRIPSI%20jose%20manuel%20freitas%20belo.pdf>>. Diakses pada 22 Februari 2019.
- Brawijaya, Ganteng., & Soerjandani Priantoro M. 2022. *Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Srpmk)*. Axial Vol. 10, No 2, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi.

- Huda, Thoriqul., & Utari Khatulistiani. 2021. *Perencanaan Struktur Gedung Hotel Huda Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Di Kota Yogyakarta*. Axial Vol. 9, No 1. Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi.
- Muda, Anwar. 2016. *Analisis Daya Dukung Tanah Fondasi Dangkal Berdasarkan Laboratorium*. Jurnal INTEKNA Vol. 16, No.1. Kalimantan Tengah : Satuan Kerja Pelaksanaan Jalan Nasional II.
- Prahastini, Dwi. 2010. *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Kelompok pada Proyek Pembangunan Gedung DPRD Sumatera Utara Medan*. <URL: <https://123dok.com/document/6qmj424q-analisis-dukung-pondasi-pancang-kelompok-proyek-pembangunan-sumatera.html>>. Diakses pada 2 Januari 2023.
- Purnama, Aditya. 2021. *Perencanaan Ulang Struktur Atas Menggunakan Konsep Tahan Gempa Dengan Sistem Strong Column Weak Beam Pada Bangunan Rusunawa Kota Kediri*. Jurnal Unita Vol. 1, No 1. Tulungagung : Universitas Tulungagung.
- Randyanto, Eko Seftian., Sumampouw., & Sjachrul Balamba. 2015. *Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Statik Dan Calendring Studi Kasus : Proyek Pembangunan Manado Town Square 3*. Jurnal Sipil Statik Vol.3 No.9 September 2015. Manado : Universitas Sam Ratulangi
- Soerjandani, 2012, *Diktat Struktur Beton II*. Teknik Sipil. Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma.
- Zayadi, Ahmad., Cahyono HP., & Masyhudi. 2016. *Perencanaan Lift Hotel Bertingkat Tiga Puluh Berdasarkan SNI Nomor: 03-6573-2001*. Jurnal Ilmiah GIGA Vol 19 No 2. Jakarta : Universitas Nasional.

LAMPIRAN



SOIL MECHANICS LABORATORY
 DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
 FACULTY OF ENGINEERING - ATMA JAYA YOGYAKARTA UNIVERSITY

2,5 TON CONE PENETRATION TEST

LOCATION : Jl. Raya Yogya-Solo Km. 9 Slmn, Yk DATE : 27 Maret 2014
 NUMBER OF CPT. : 4 WEATHER : Cerah
 ELEVATION : -0,20 m dari muka jalan SURVEYOR : Lab. Mektan. FT. UAJY
 G.WATER DEPTH : -12,00 meter dari muka tanah PROJECT : Hotel Bintang 3

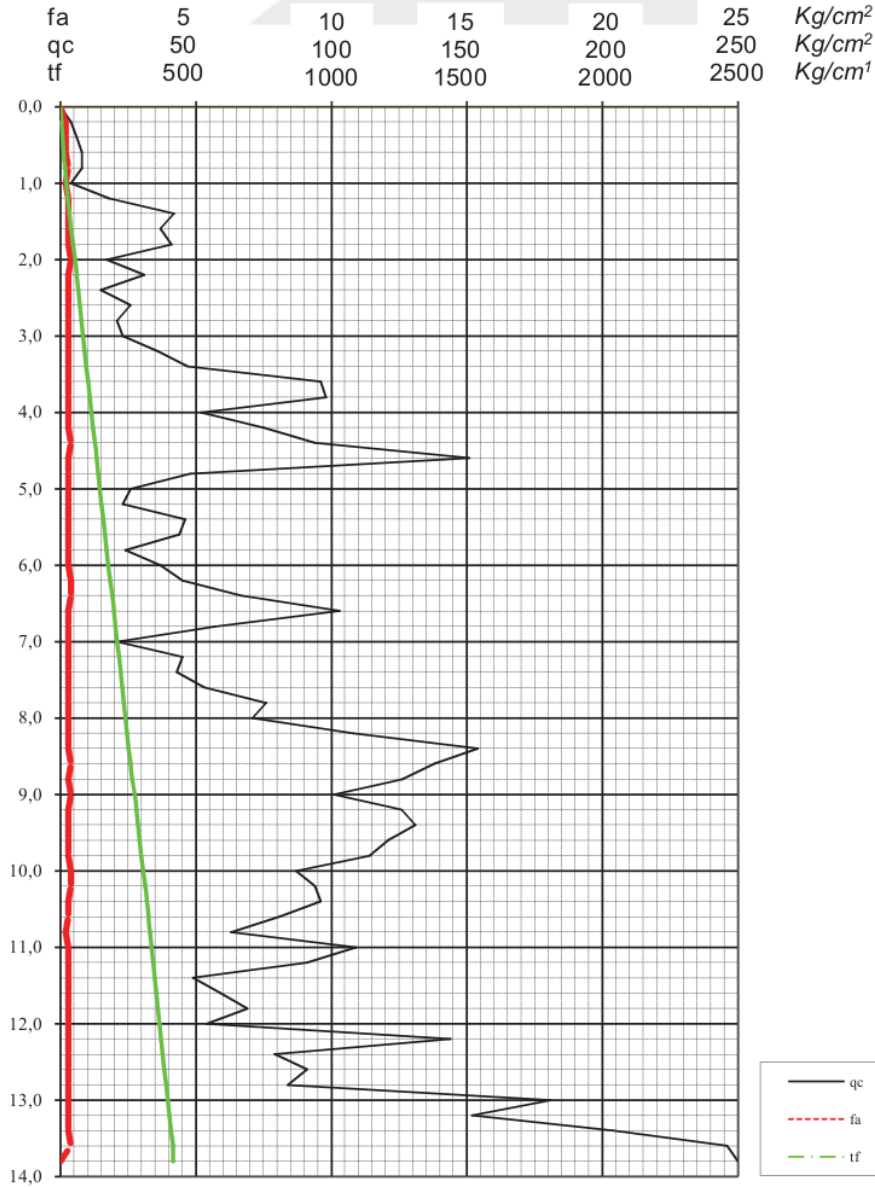
Depth meters	C kg/cm ²	C + F kg/cm ²	LF kg/cm ²	TF kg/cm'	Σ TF kg/cm'	Depth meters	C kg/cm ²	C + F kg/cm ²	LF kg/cm ²	TF kg/cm'	Σ TF kg/cm'
0,00	0	0	0,00								
0,20	4	6	0,20	4	4	8,20	108	111	0,30	6	246
0,40	6	8	0,20	4	8	8,40	154	157	0,30	6	252
0,60	8	10	0,20	4	12	8,60	138	142	0,40	8	260
0,80	8	11	0,30	6	18	8,80	126	129	0,30	6	266
1,00	4	6	0,20	4	22	9,00	101	105	0,40	8	274
1,20	18	21	0,30	6	28	9,20	126	129	0,30	6	280
1,40	42	45	0,30	6	34	9,40	131	134	0,30	6	286
1,60	37	40	0,30	6	40	9,60	121	124	0,30	6	292
1,80	41	44	0,30	6	46	9,80	114	117	0,30	6	298
2,00	17	21	0,40	8	54	10,00	87	91	0,40	8	306
2,20	31	34	0,30	6	60	10,20	94	98	0,40	8	314
2,40	15	18	0,30	6	66	10,40	96	99	0,30	6	320
2,60	26	29	0,30	6	72	10,60	81	84	0,30	6	326
2,80	21	24	0,30	6	78	10,80	63	65	0,20	4	330
3,00	23	26	0,30	6	84	11,00	109	112	0,30	6	336
3,20	36	39	0,30	6	90	11,20	91	94	0,30	6	342
3,40	47	50	0,30	6	96	11,40	49	52	0,30	6	348
3,60	96	99	0,30	6	102	11,60	59	62	0,30	6	354
3,80	98	101	0,30	6	108	11,80	69	72	0,30	6	360
4,00	52	55	0,30	6	114	12,00	54	57	0,30	6	366
4,20	75	78	0,30	6	120	12,20	144	147	0,30	6	372
4,40	94	98	0,40	8	128	12,40	79	82	0,30	6	378
4,60	151	154	0,30	6	134	12,60	91	94	0,30	6	384
4,80	48	51	0,30	6	140	12,80	84	87	0,30	6	390
5,00	26	29	0,30	6	146	13,00	181	184	0,30	6	396
5,20	23	26	0,30	6	152	13,20	152	155	0,30	6	402
5,40	46	49	0,30	6	158	13,40	204	207	0,30	6	408
5,60	44	47	0,30	6	164	13,60	246	250	0,40	8	416
5,80	24	27	0,30	6	170	13,80	250	250	0,00	0	416
6,00	37	40	0,30	6	176	14,00					
6,20	45	49	0,40	8	184	14,20					
6,40	67	71	0,40	8	192	14,40					
6,60	103	106	0,30	6	198	14,60					
6,80	57	60	0,30	6	204	14,80					
7,00	21	24	0,30	6	210	15,00					
7,20	45	48	0,30	6	216	15,20					
7,40	43	46	0,30	6	222	15,40					
7,60	53	56	0,30	6	228	15,60					
7,80	76	79	0,30	6	234	15,80					
8,00	71	74	0,30	6	240	16,00					



SOIL MECHANICS LABORATORY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING - ATMA JAYA YOGYAKARTA UNIVERSITY

2,5 TON CONE PENETRATION TEST

Project : Hotel Bintang 3 - Jl. Raya Yogya-Solo Km. 9 Slmn, Yk
Number of cpt. : 4
Date : 27 Maret 2014
Elevation : -0,20 m dari muka jalan
G.Water Depth : -12,00 meter dari muka tanah





SOIL MECHANIC LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING PROGRAM
 FACULTY OF ENGINEERING, UAJY
 44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281
 Tel: +62-274-487711 ext. 1055
 Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH-3

BOR LOG

CLIENT:	PROJECT TITLE	: Pembangunan Hotel Bintang 3
PROJECT CONTRACT NUMBER:	PROJECT LOCATION	: Jl. Raya Yogya Solo Km. 9 Sleman, Yogyakarta
DATE STARTED: 27 Maret 2014	GROUND ELEVATION	: - 0,50 m from road level
DATE COMPLETED : 28 Maret 2014	HOLE SIZE	: 7.295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY	GROUND WATER LEVEL	: - 12,00 m from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION	: FINE
LOGGED BY: Mukarob, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH :-	
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY		

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value)				Water Level Elevation (m)	SPT Value
					N1	N2	N3	N		
1										
2					2	3	3	6		
3		Pasir sedang (coklat, abu-abu)	6							
4				2	3	4	7			
5										
6					3	8	9	17		
7		Pasir kasar (coklat, hitam)	5							
8				4	9	9	18			
9										
10					3	7	7	14		
11										
12		Pasir sedang (coklat, hitam)	3	I	2	3	3	6	-12.00	
13					4	6	8	14		
14										
15		Pasir kasar (coklat, hitam)	4							
16				4	7	9	16			
17										
18					12	23	37	60		
19		Pasir (coklat, abu-abu)	5							
20				14	24	36	60			
21										
22					12	21	31	52		
23										
24		Pasir (coklat, abu-abu)	2	II	13	23	30	53		
25										
26					13	22	33	55		
27		Pasir kasar (coklat, abu-abu)	5							
28				12	21	35	56			
29										
30					12	24	34	58		

Catatan: Pada pengamatan di lapangan, lanau bisa tampak seperti pasir halus atau pasir sangat halus

TUGAS AKHIR



UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro
Maehmoed, MT.

DIGAMBAR OLEH:

VERONIKA LYDYA INTANE

JUDUL GAMBAR:

SKALA

Denah Lantai 1

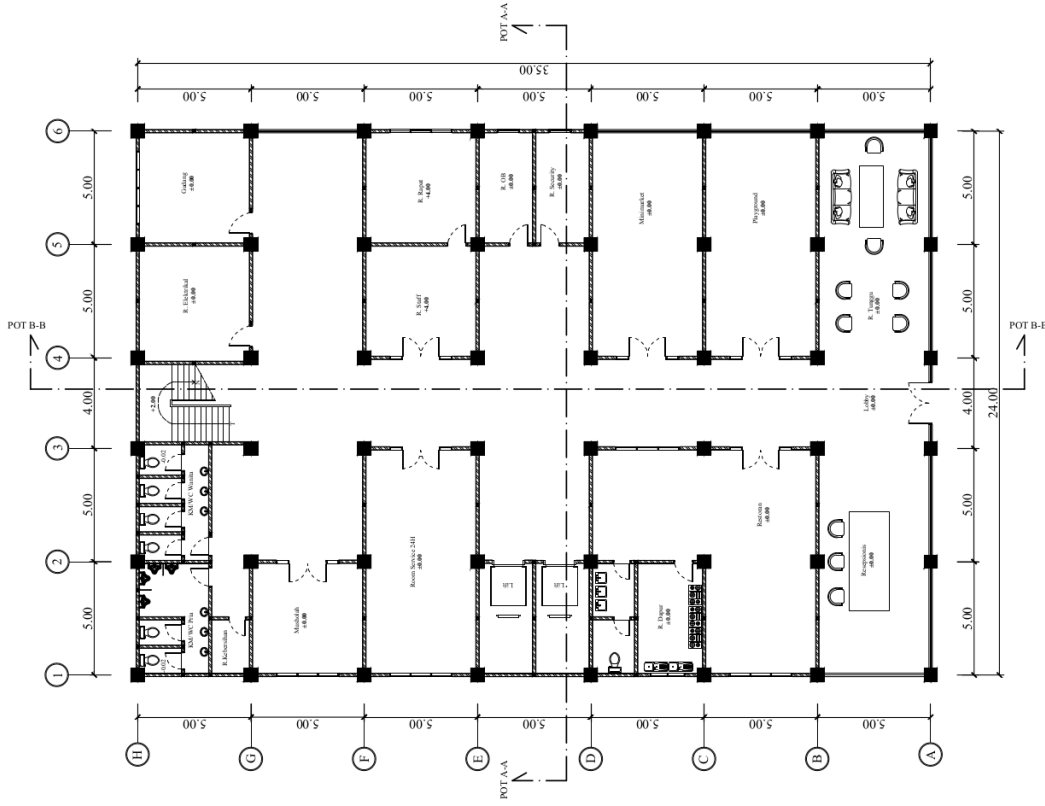
1 : 100

KODE
GAMBAR:


JUMLAH

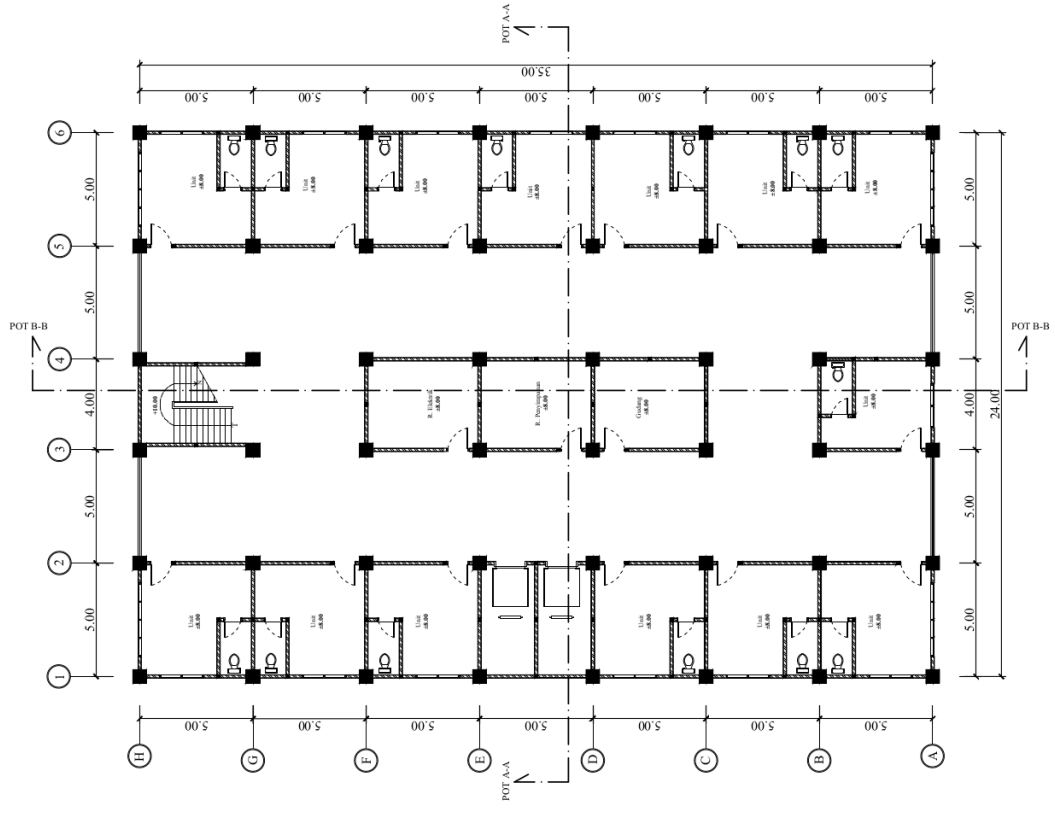
01

30




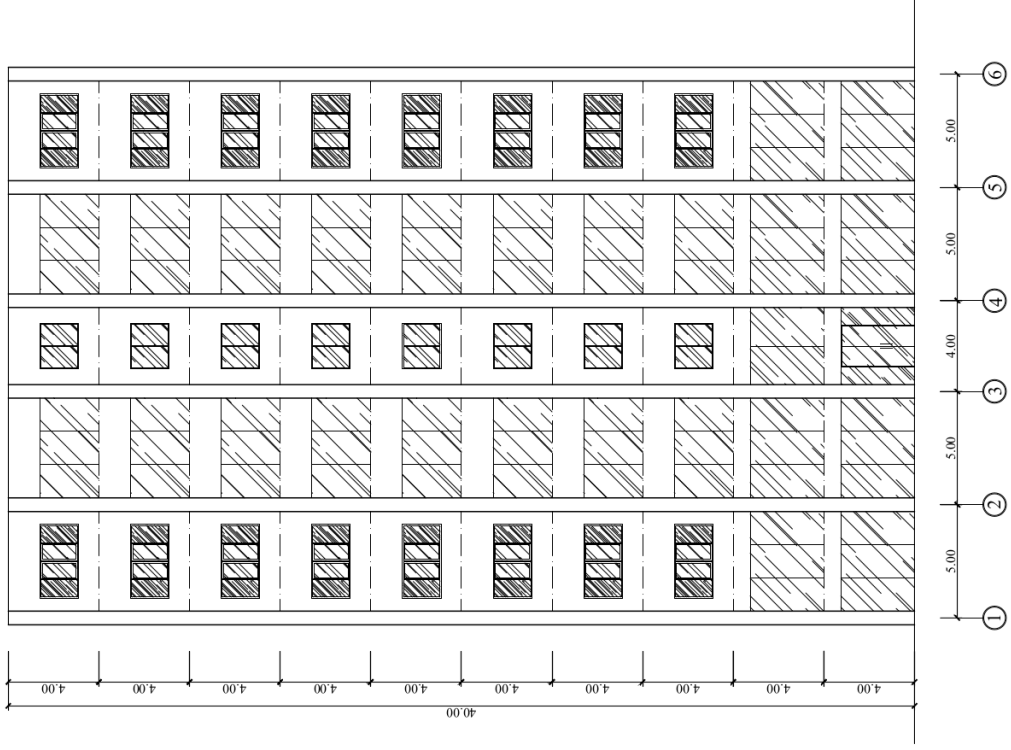
DENAH LANTAI 1
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Lantai 3 - 10	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
03	30




DENAH LANTAI 3 - 10
Skala 1 : 100

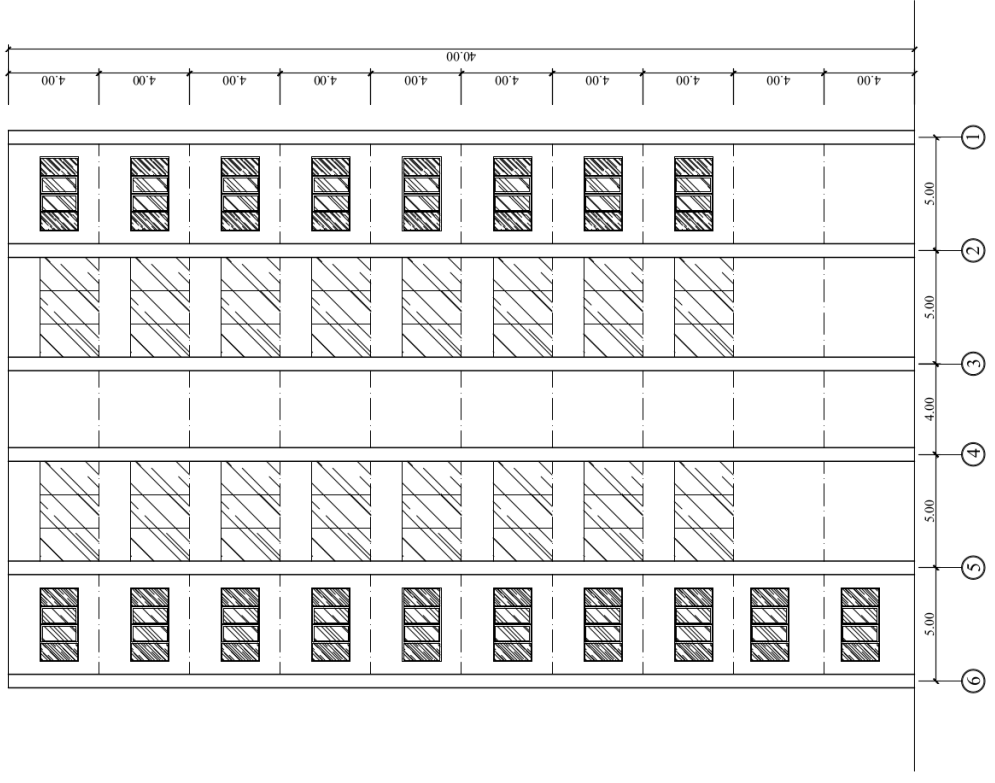
TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Tampak Depan	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
04	30




TAMPAK DEPAN
 Skala 1 : 100

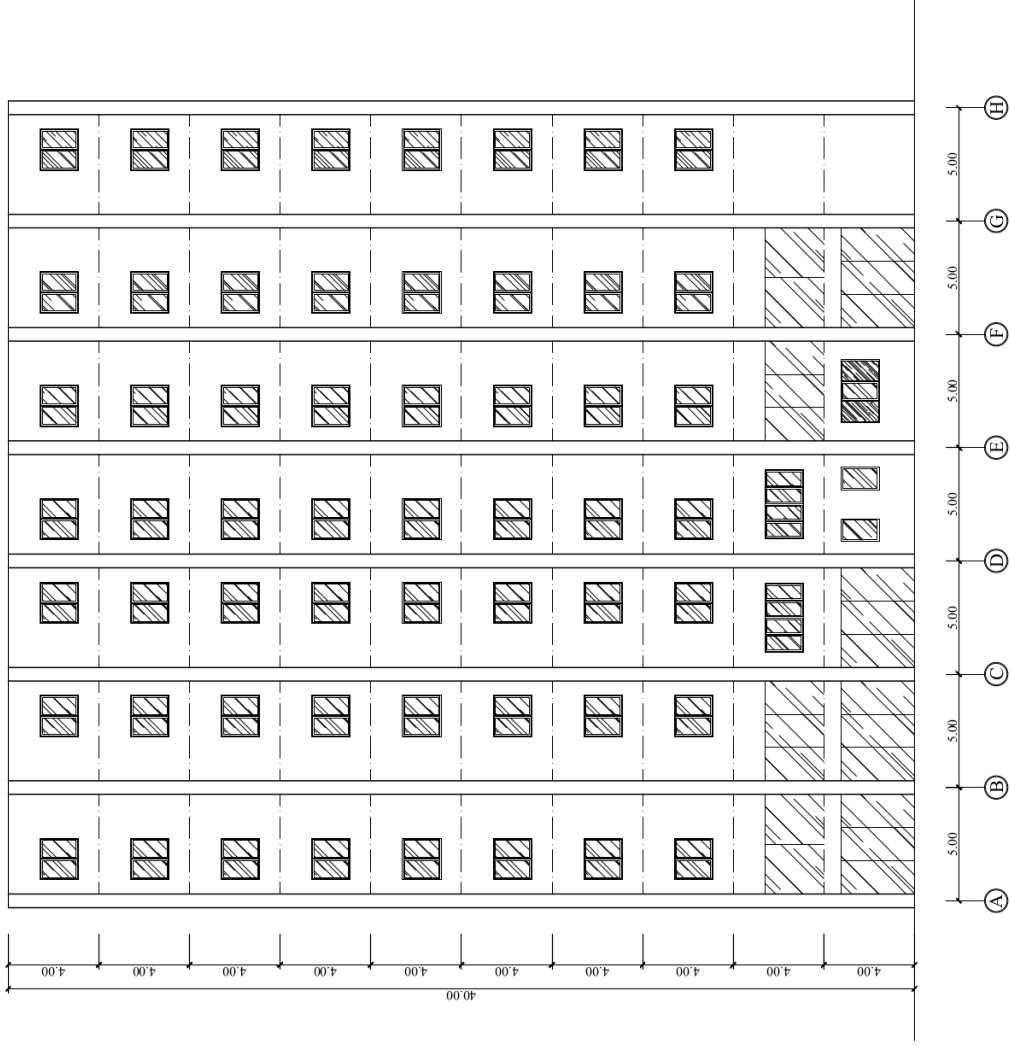


TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Tampak Belakang	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
05	30




TAMPAK BELAKANG
Skala 1 : 100

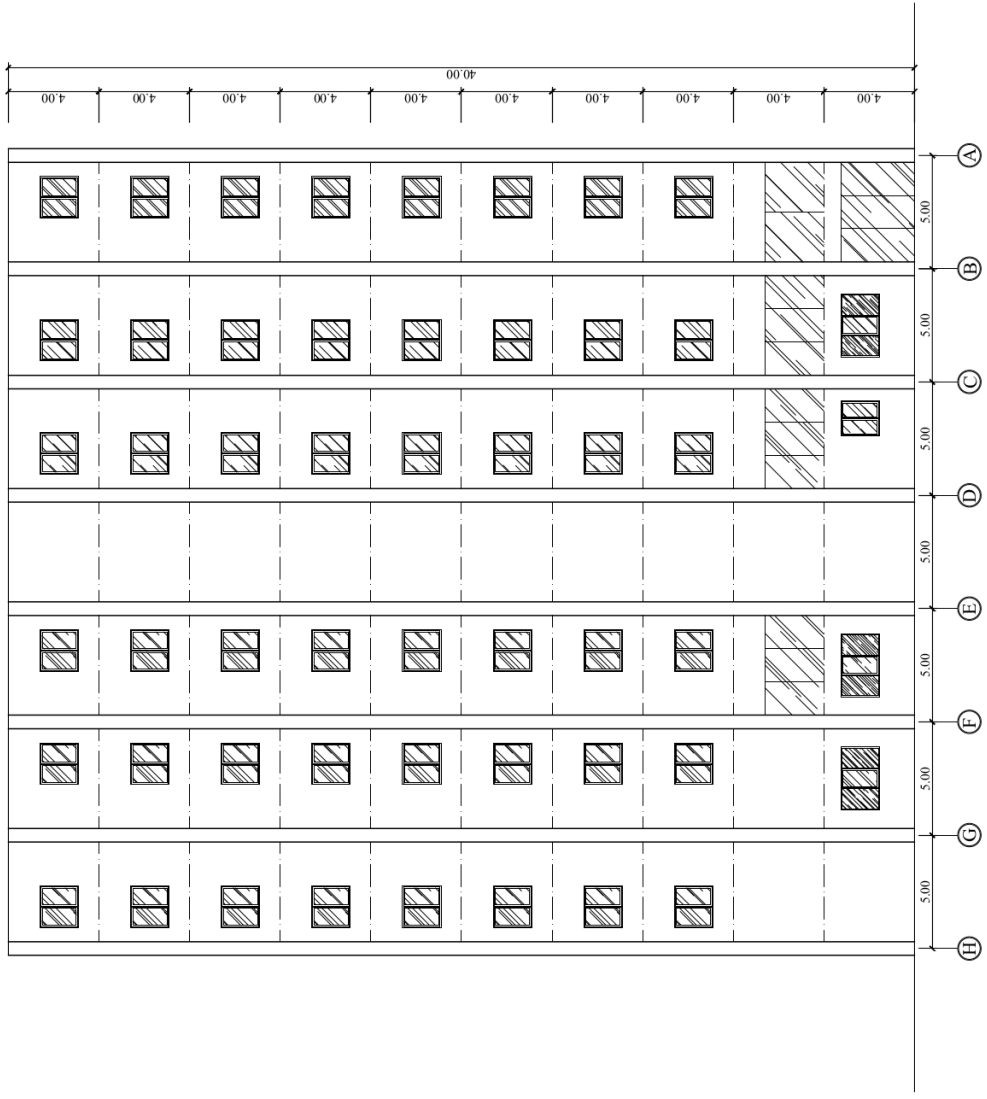
TUGAS AKHIR		UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA
		FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
	DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Maehmoed, MT.
	DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA	
Tampak Timur	1 : 100	
KODE GAMBAR:	JUMLAH	
06	30	




TAMPAK TIMUR
Skala 1 : 100

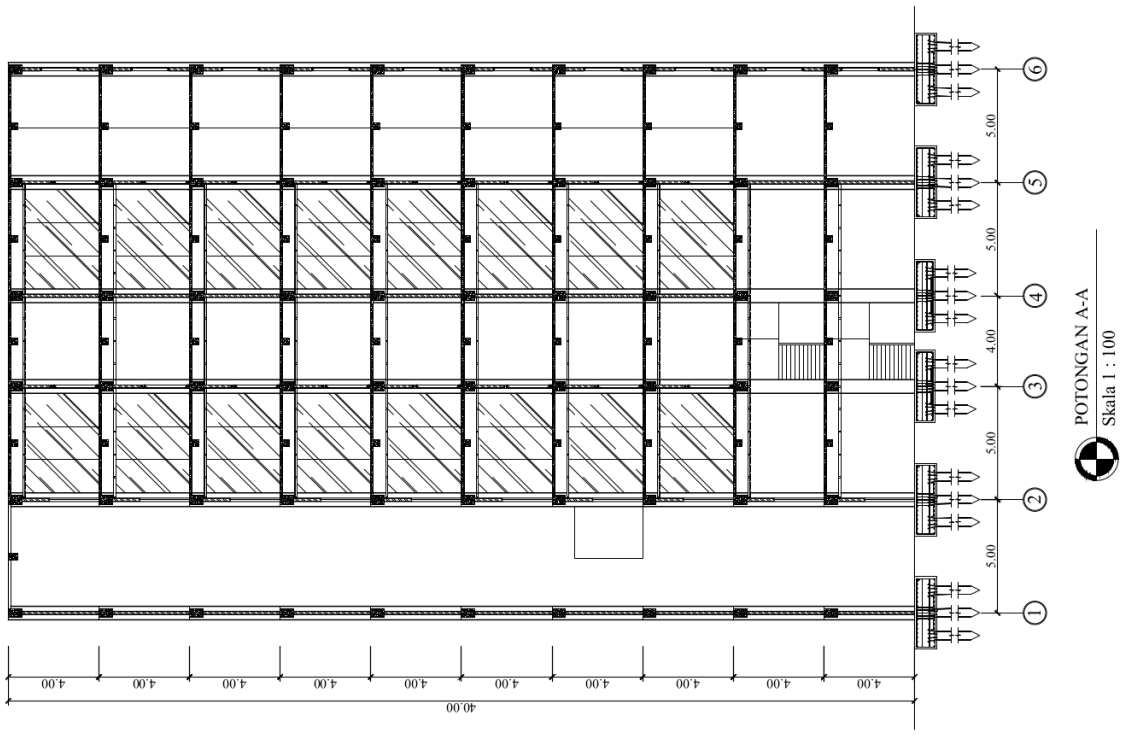



TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Tampak Barat	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
07	30

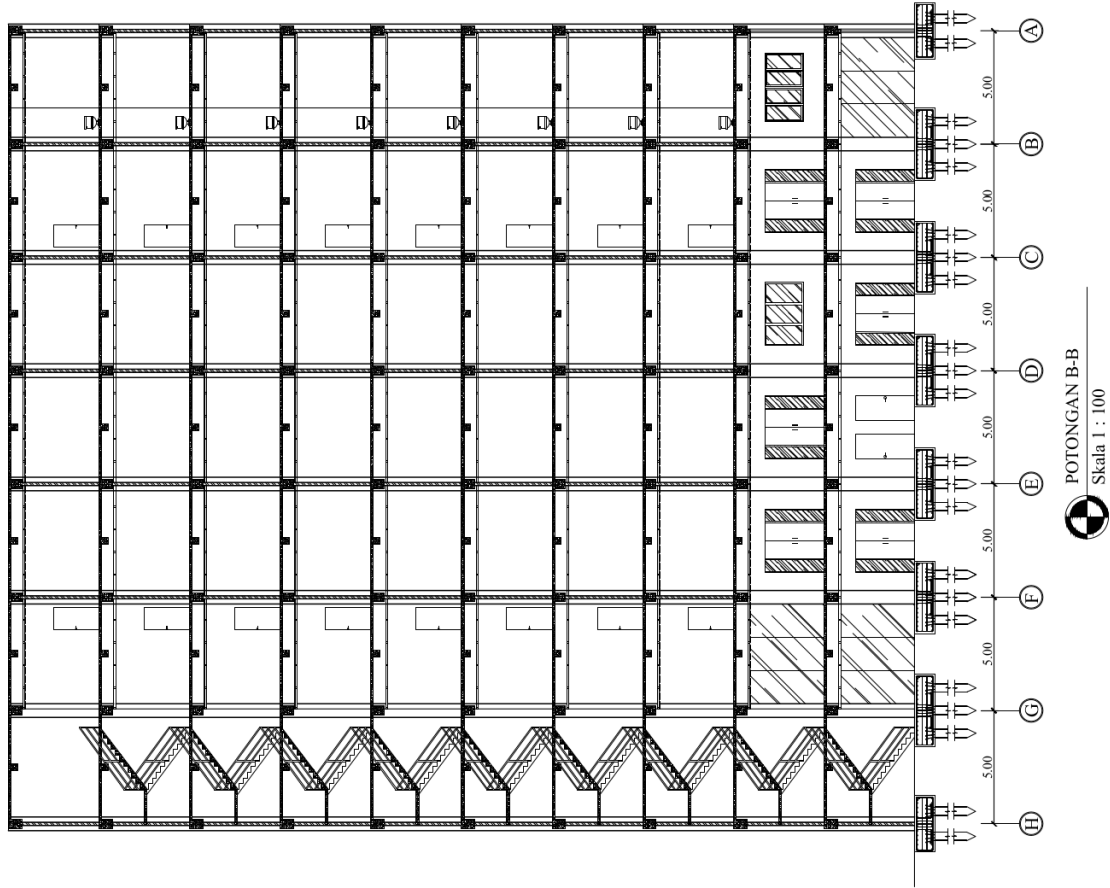



TAMPAK BARAT
Skala 1 : 100

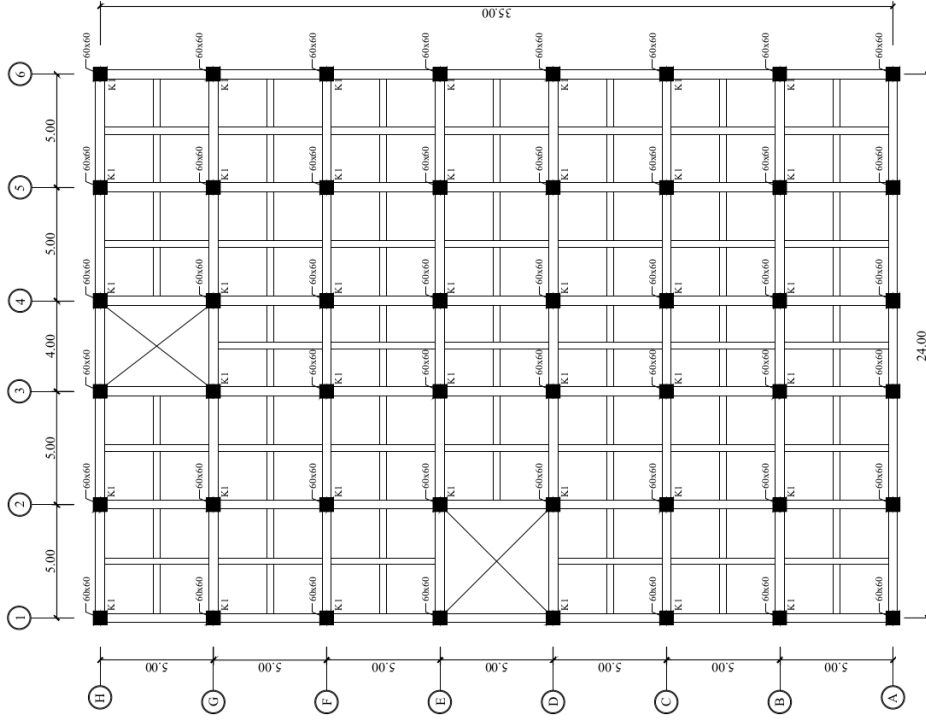
TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Potongan A-A	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
08	30





TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Potongan B-B	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
09	30

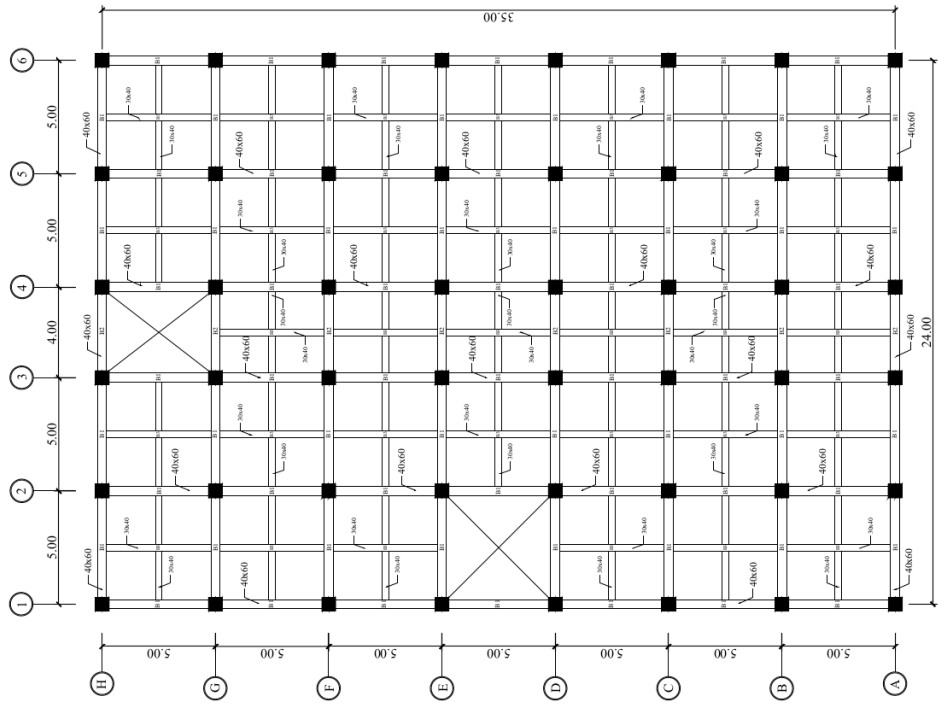



TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	
VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Kolom	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
10	30




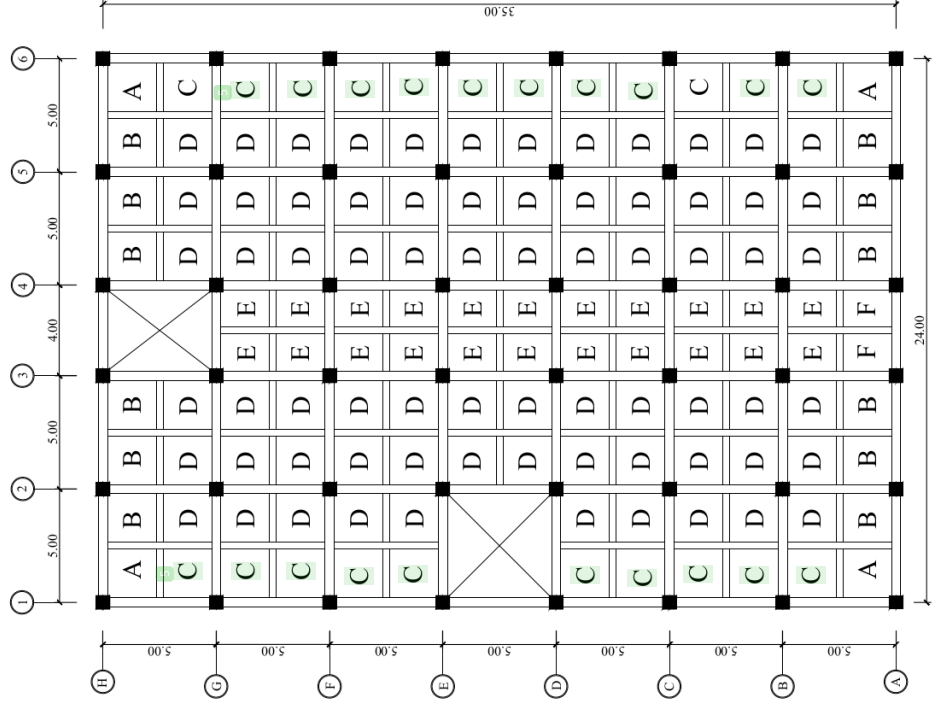

DENAH KOLOM
 Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	
VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Balok	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
11	30




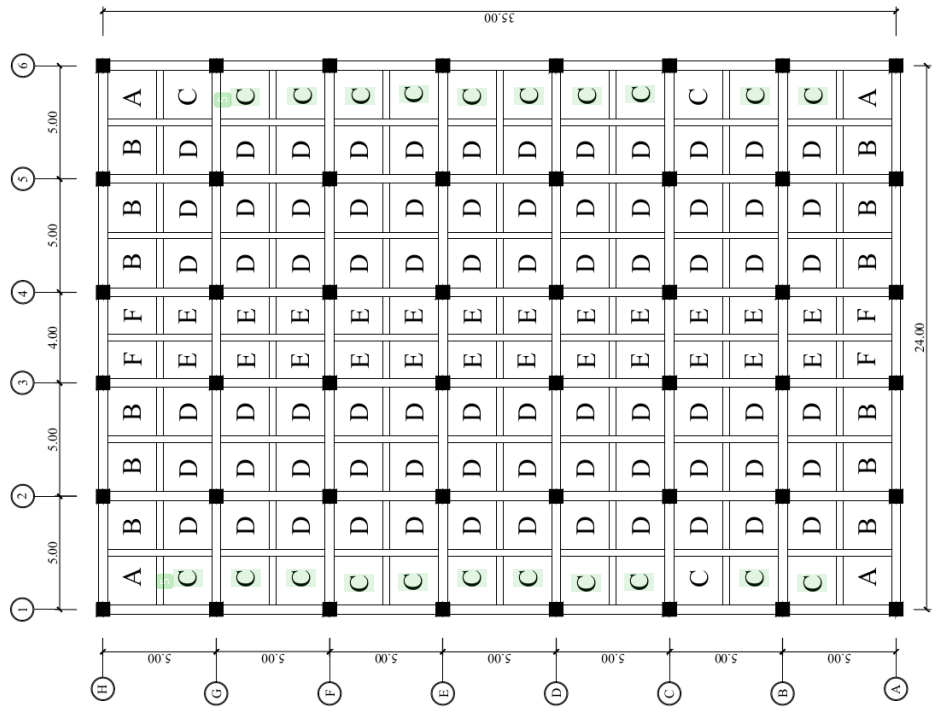

DENAH BALOK
 Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Plat Lantai	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
12	30




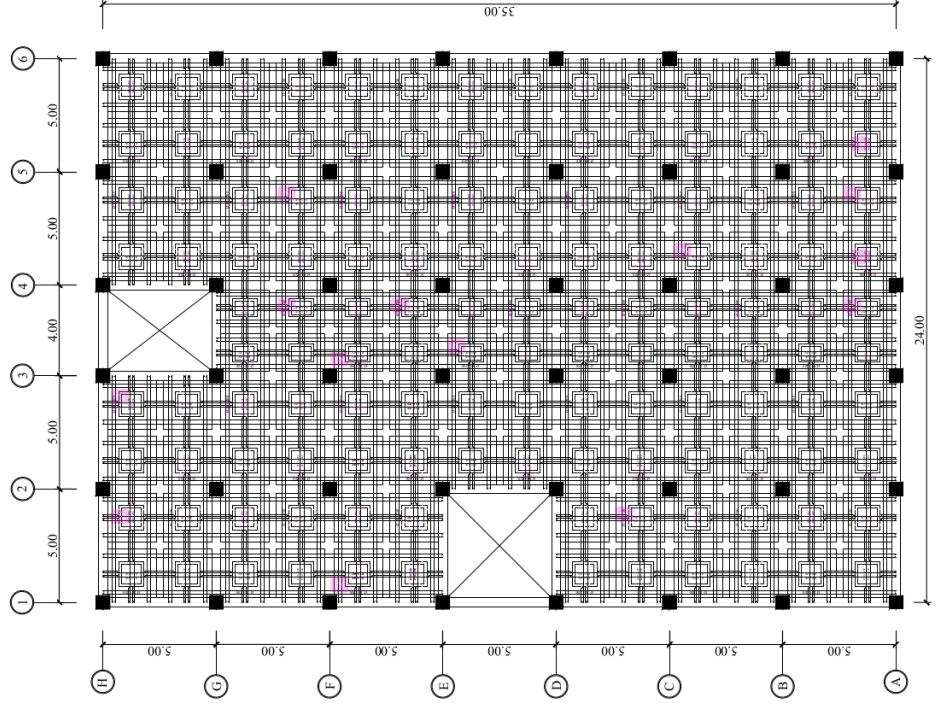
DENAH PLAT LANTAI
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Plat Atap	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
13	30




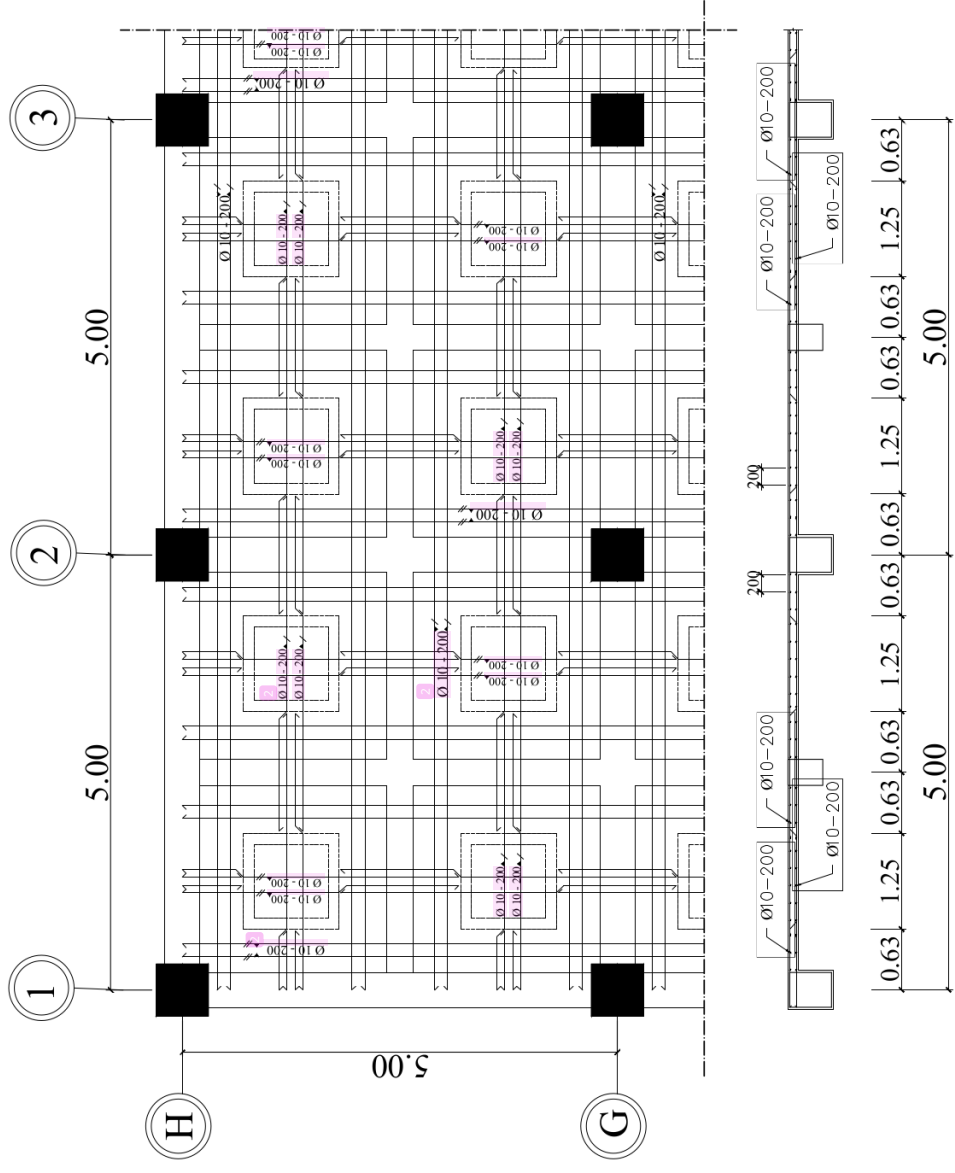
DENAH PLAT ATAP
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	
VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Penulangan Plat Lantai	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
	14
	30




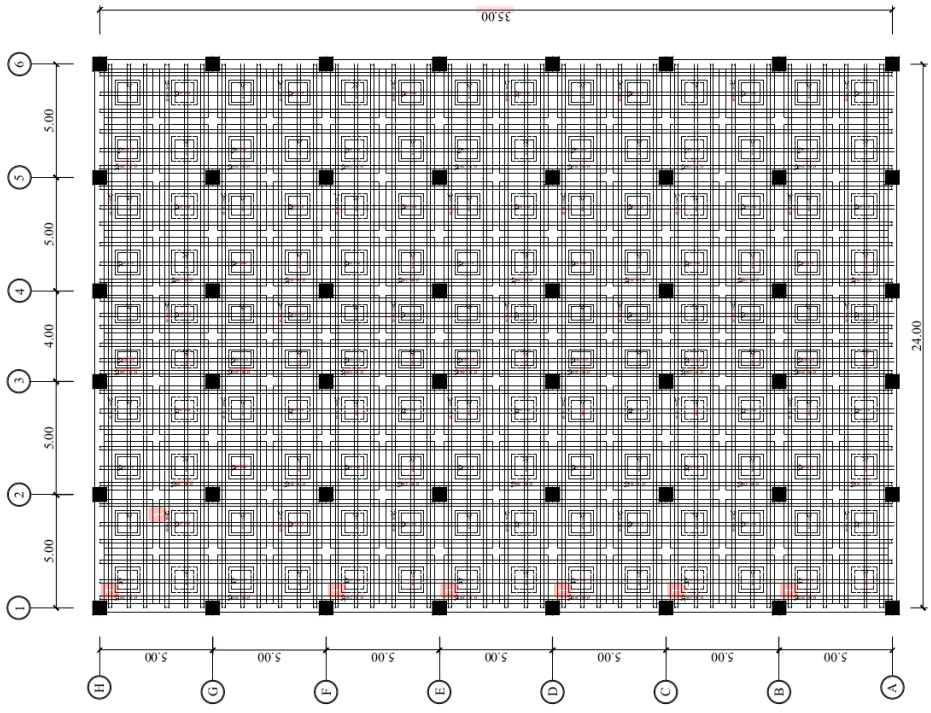
DENAH DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Maehmoed, MT.
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Detail Penulangan Plat Lantai	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
15	30




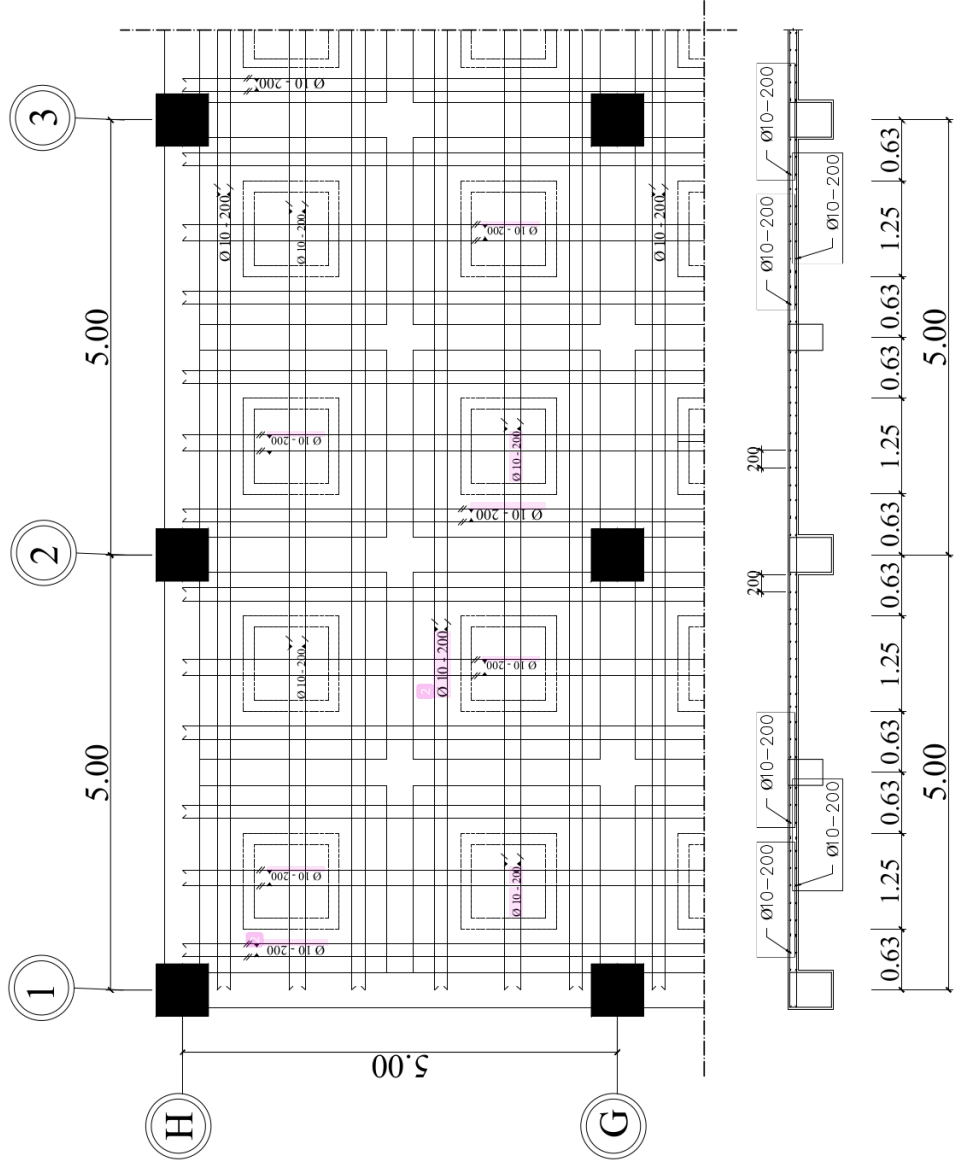

 DENAH DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI
 Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Penulangan Plat Atap	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
16	30




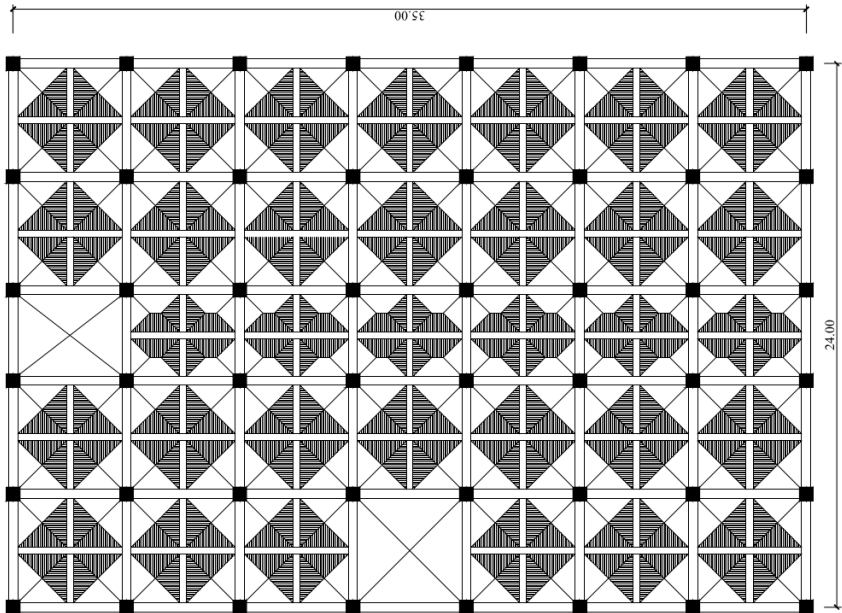

 DENAH DETAIL PENULANGAN PLAT ATAP
 Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Maehmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Detail Penulangan Plat Atap	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
17	30




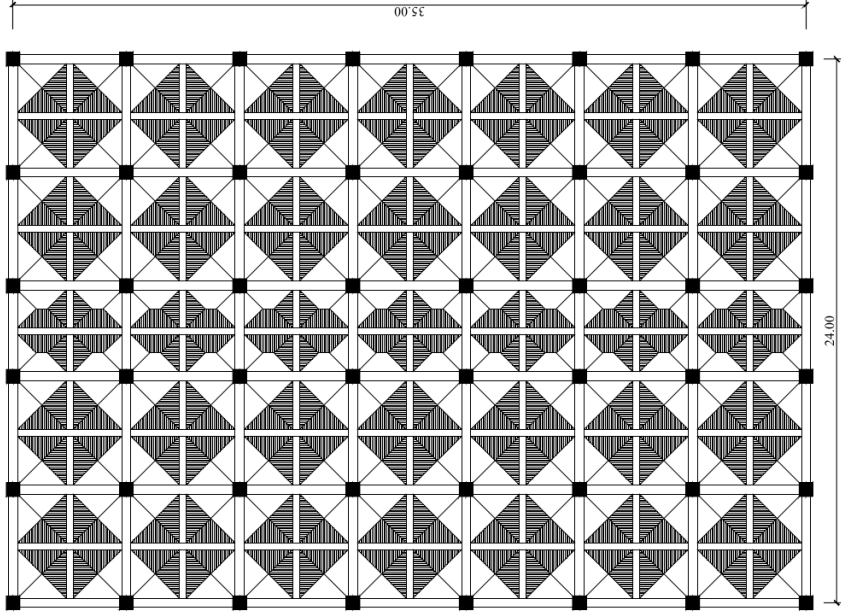
DENAH DETAIL PENULANGAN PLAT ATAP
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	
VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Pembebanan Balok Anak Lantai	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
	18
	30




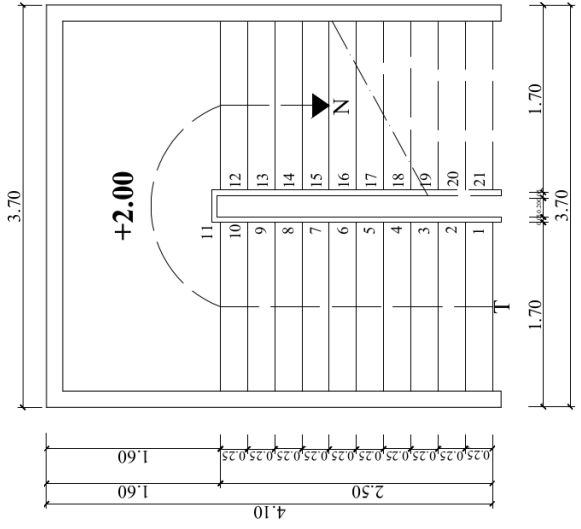
 DENAH PEMBEBANAN BALOK ANAK LANTAI
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT. DIGAMBAR OLEH: VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Pembebanan Balok Anak Atap	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
19	30

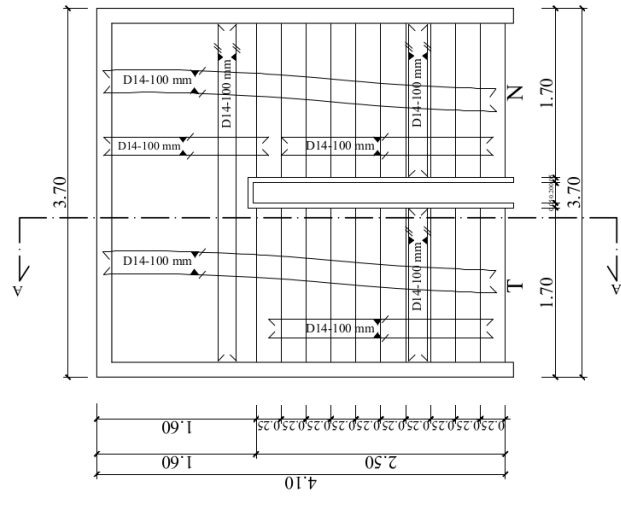



 DENAH PEMBEBANAN BALOK ANAK ATAP
 Skala 1 : 100


TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	
VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah dan Detail Penulangan Tangga	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
	20
	30

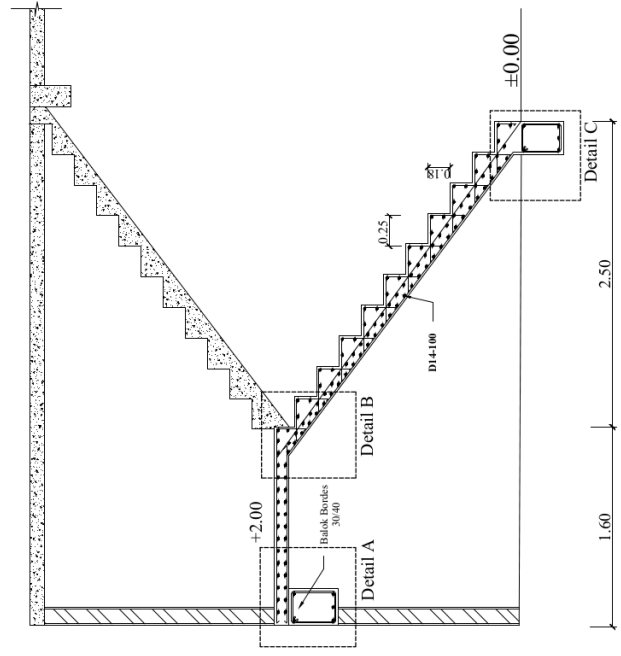


DENAH TANGGA
Skala 1 : 100

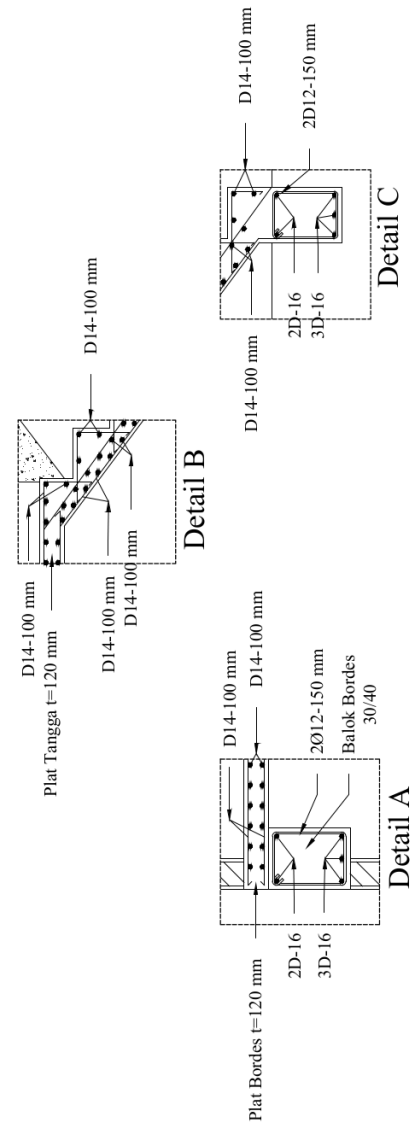



DETAIL PENULANGAN TANGGA
Skala 1 : 100

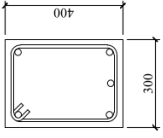
TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Pot A-A dan Detail Penulangan Tangga	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
21	30

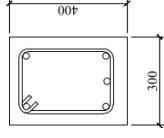


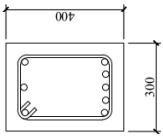
POTONGAN A-A
Skala 1 : 100

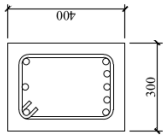



TUGAS AKHIR	
	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soejandani Priantoro Machmoed, MT. DIGAMBAR OLEH: VERONIKA LYDYA INTANE	
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Detail Penulangan Balok Anak Bordes, dan Penggantungan Lift	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
22	30

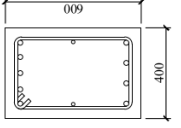
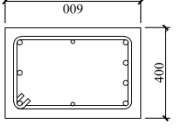
Type	Balok Bordes 30/40
Letak	Tumpuan Lapangan
Sketsa	
Tulangan Atas	4D16 2D16
Tulangan Bawah	3D16 3D16
Sengkang	2Ø14-100 2Ø14-150

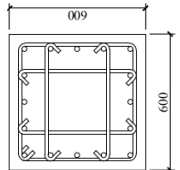
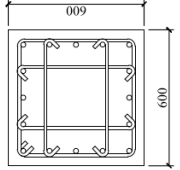
Type	Balok Penggantungan Lift 30/40
Letak	Tumpuan Lapangan
Sketsa	
Tulangan Atas	3D22 2D22
Tulangan Bawah	2D22 3D22
Sengkang	2Ø13-75 2Ø13-100


Type	Balok Anak Atap 30/40
Letak	Tumpuan Lapangan
Sketsa	
Tulangan Atas	5D12 3D12
Tulangan Bawah	3D12 5D12
Sengkang	2Ø10-100 2Ø10-150

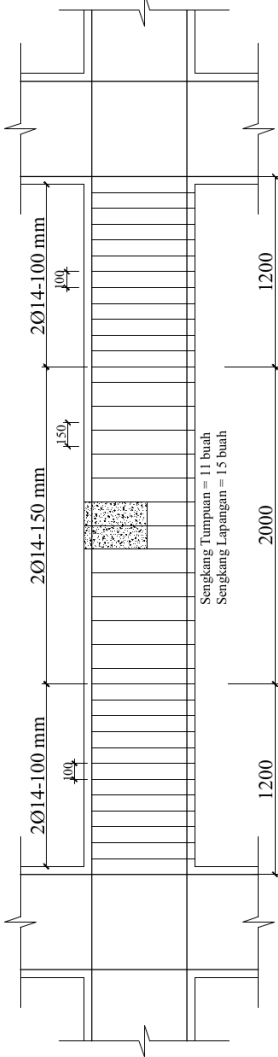
Type	Balok Anak Lantai 30/40
Letak	Tumpuan Lapangan
Sketsa	
Tulangan Atas	5D12 3D12
Tulangan Bawah	3D12 5D12
Sengkang	2Ø10-100 2Ø10-150

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	
FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Detail Penulangan Balok Induk dan Kolom	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
	23
	30

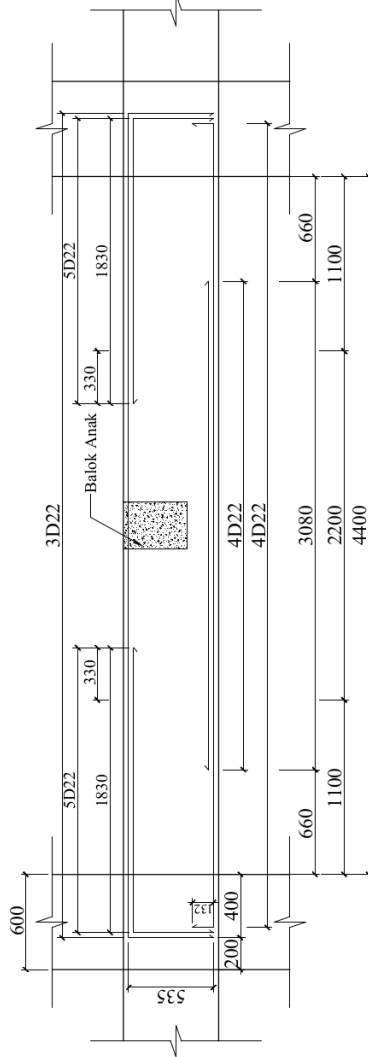
Tipe Letak	Balok Induk 40/60	
	Tumpuan	Lapangan
Sketsa		
	Tulangan Atas	3D22
	Tulangan Tengah	2D12
	Tulangan Bawah	4D22
Sengkang	2Ø14-150	

Tipe Letak	Kolom 60/60	
	Sendi Plastik	Lapangan
Sketsa		
	Tul. Utama	16D25
Tul. Geser	4Ø14-100	
		4Ø14-150


TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Detail Tulangan Balok Induk	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
24	30

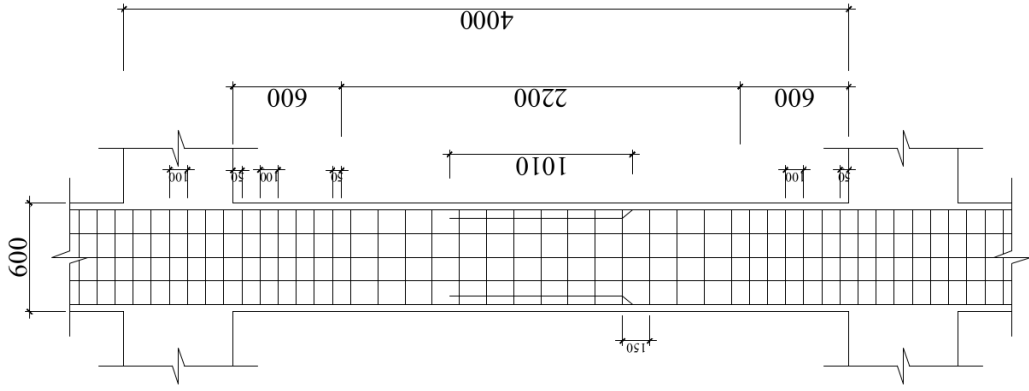


 PEMASANGAN SENGGANG PADA BALOK INDUK
Skala 1 : 100

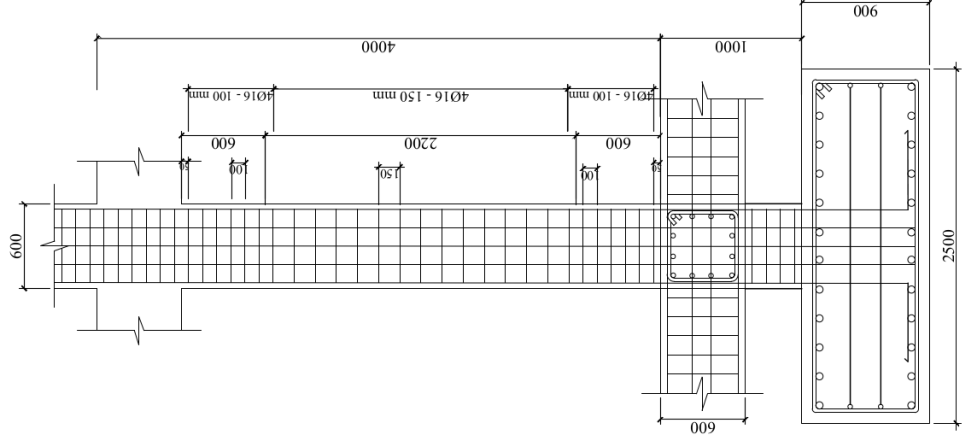


 PEMUTUSAN TULANGAN PADA BALOK INDUK
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR		UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA	FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.	DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE	JUDUL GAMBAR:	SKALA	1 : 100	JUMLAH	30
Detail Tulangan Kolom Melintang								KODE GAMBAR:	25			



SAMBUNGAN LEWATAN PADA KOLOM
Skala 1 : 100



TULANGAN KOLOM PADA LANTAI I
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR



UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro
Machmoed, MT.

DIGAMBAR OLEH:

VERONIKA LYDYA INTANE

JUDUL GAMBAR:

SKALA

Potongan Tulangan
Portal

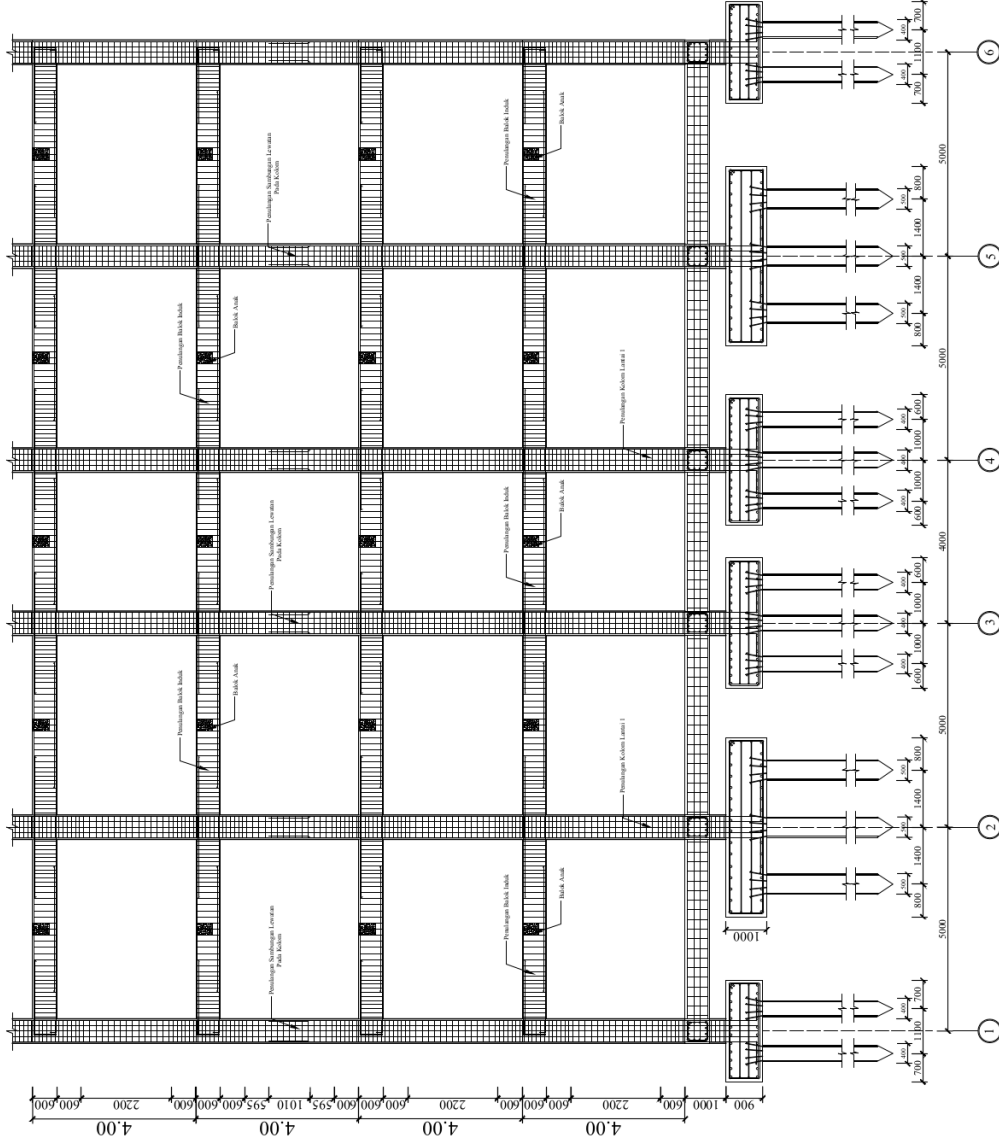
1 : 100

KODE
GAMBAR:


JUMLAH

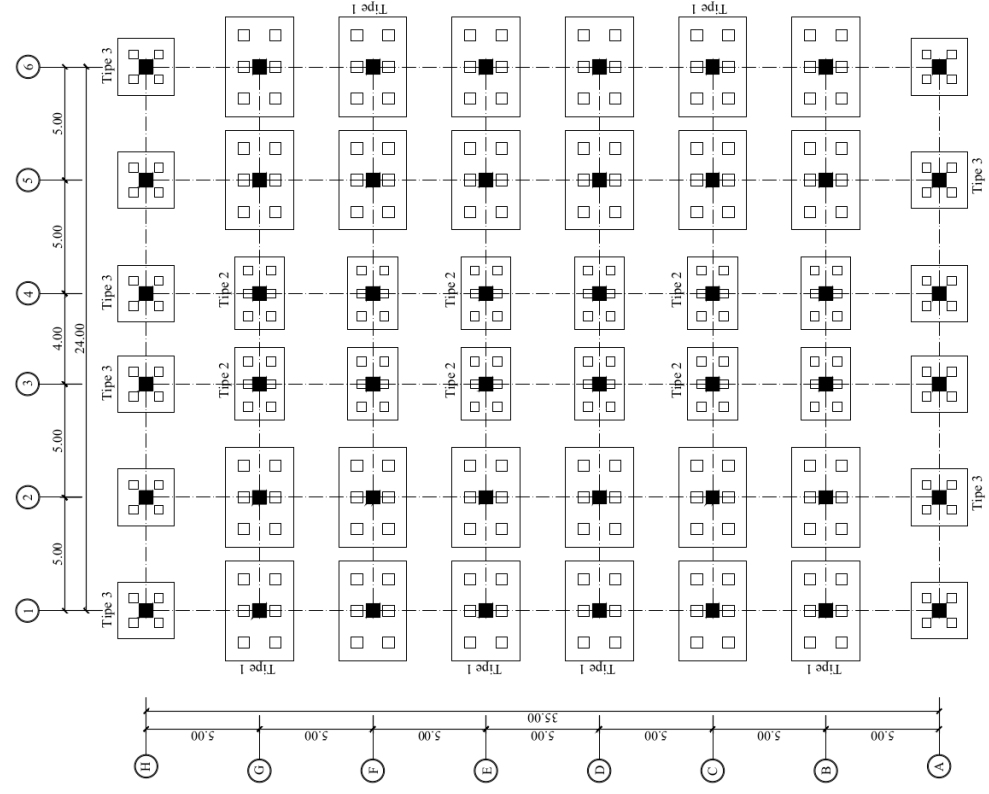
26

30



POT. TULANGAN PORTAL
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	
UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA SURABAYA FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL	
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro Machmoed, MT.
DIGAMBAR OLEH:	VERONIKA LYDYA INTANE
JUDUL GAMBAR:	SKALA
Denah Pondasi	1 : 100
KODE GAMBAR:	JUMLAH
27	30



DENAH PONDASI
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR



UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro
Machmoed, MT.

DIGAMBAR OLEH:

VERONIKA LYDYA INTANE

JUDUL GAMBAR:

SKALA

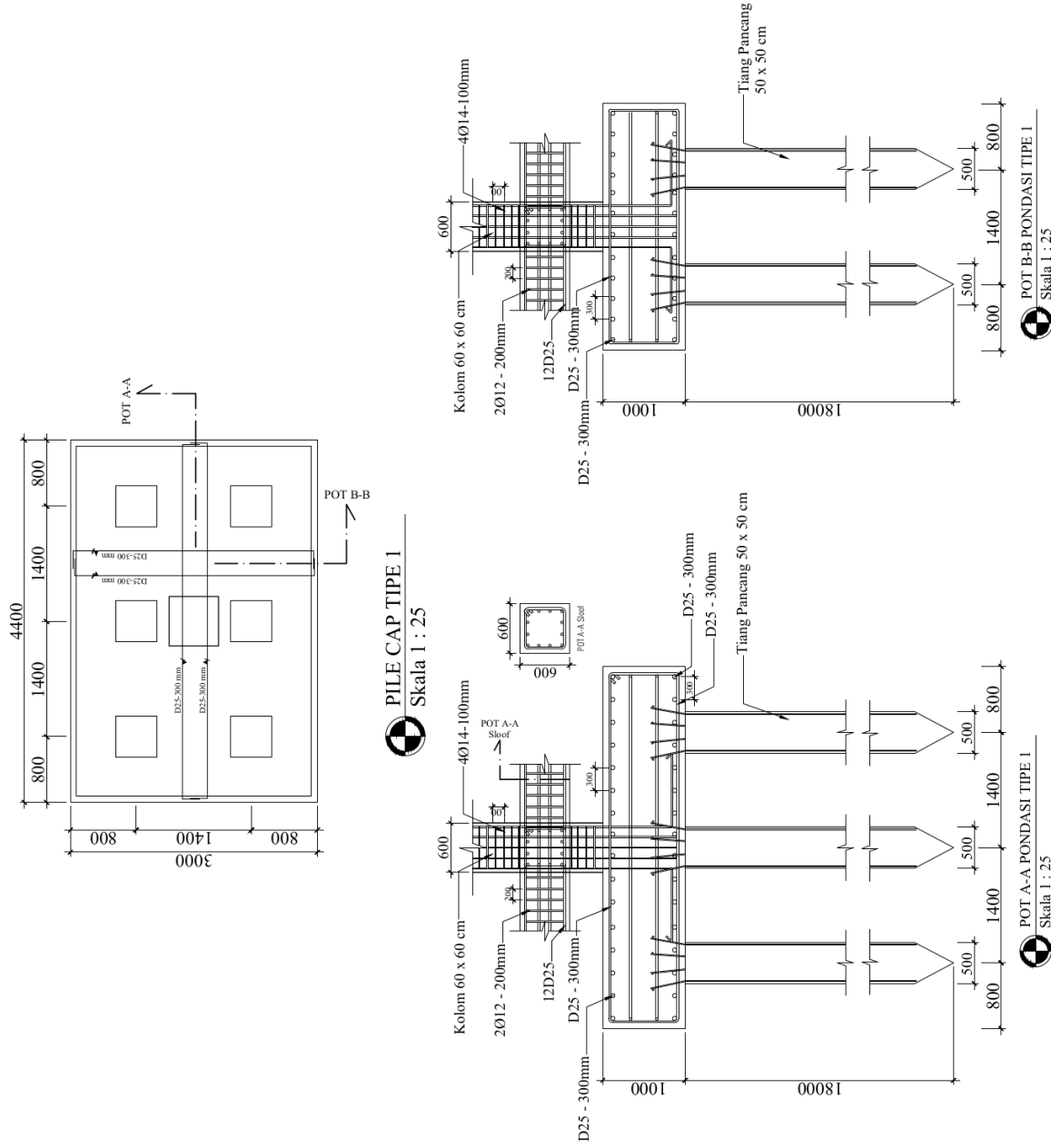
Pot. A-A dan Pot
B-B Pondasi Tipe 1
1 : 25

KODE
GAMBAR:

JUMLAH

28

30



TUGAS AKHIR



UNIVERSITAS WIJAYA KUSUMA
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. H Soerjandani Priantoro
Machmoed, MT.

DIGAMBAR OLEH:

VERONIKA LYDYA INTANE

JUDUL GAMBAR:

SKALA

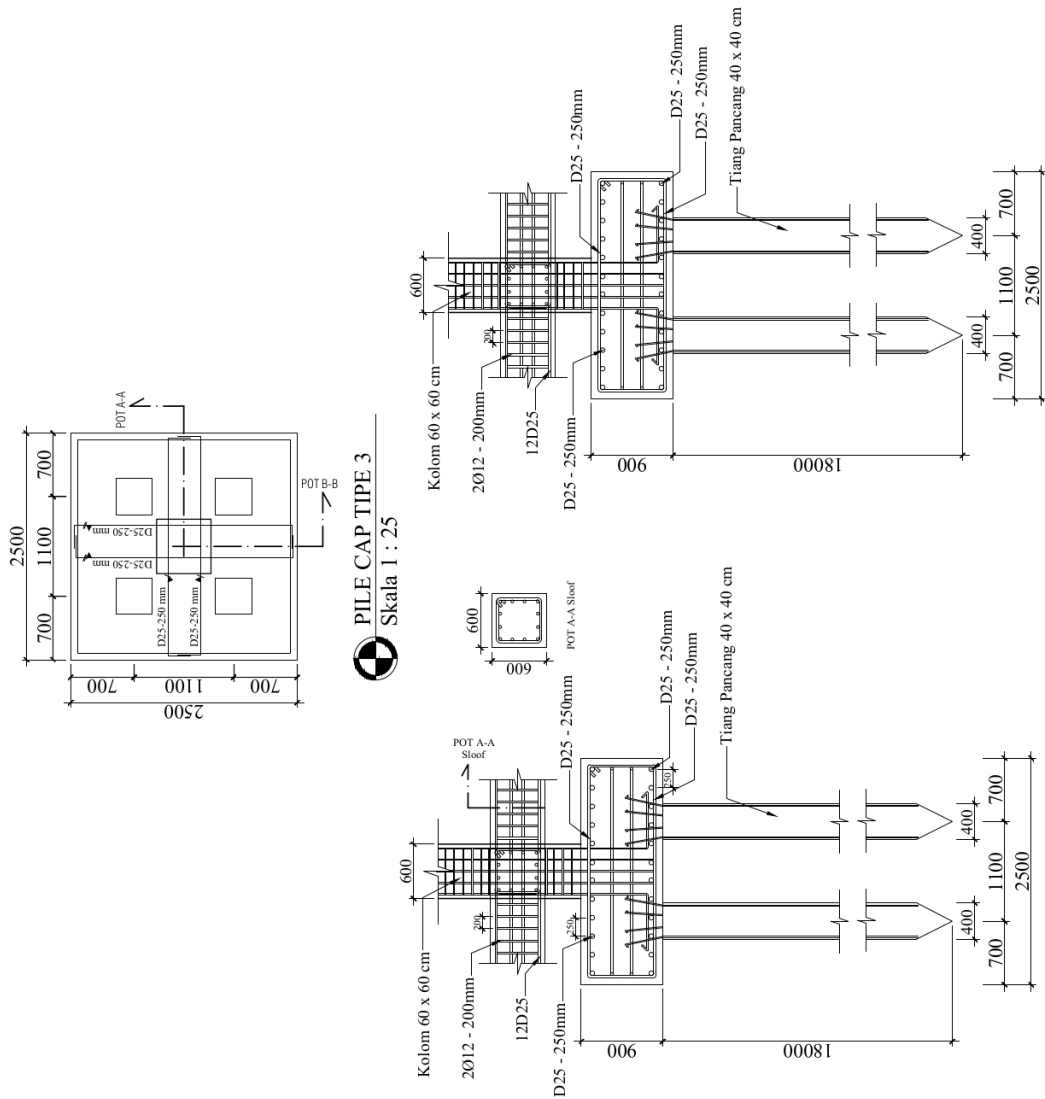
Pot. A-A dan Pot.
B-B Pondasi Tipe 3
1 : 25

KODE
GAMBAR:

JUMLAH

30

30



PILE CAP TYPE 3
Skala 1 : 25

POT B-B PONDASI TIPE 3
Skala 1 : 25

POT A-A PONDASI TIPE 3
Skala 1 : 25

LAPORAN TUGAS AKHIR REVISI KE 2 VERONIKA FULL

ORIGINALITY REPORT

15%

SIMILARITY INDEX

15%

INTERNET SOURCES

2%

PUBLICATIONS

8%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1	Submitted to Korea National Open University Student Paper	6%
2	repository.its.ac.id Internet Source	3%
3	www.scribd.com Internet Source	2%
4	repository.ummat.ac.id Internet Source	2%
5	herbycalvinpascal.files.wordpress.com Internet Source	1%
6	Submitted to Universitas Merdeka Malang Student Paper	1%
7	Submitted to North South University Student Paper	1%
8	eprints.itn.ac.id Internet Source	1%

Exclude quotes On

Exclude matches < 1%

Exclude bibliography On

LAPORAN TUGAS AKHIR REVISI KE 2 VERONIKA FULL

PAGE 1

PAGE 2

PAGE 3

PAGE 4

PAGE 5

PAGE 6

PAGE 7

PAGE 8

PAGE 9

PAGE 10

PAGE 11

PAGE 12

PAGE 13

PAGE 14

PAGE 15

PAGE 16

PAGE 17

PAGE 18

PAGE 19

PAGE 20

PAGE 21

PAGE 22

PAGE 23

PAGE 24

PAGE 25

PAGE 26

PAGE 27

PAGE 28

PAGE 29

PAGE 30

PAGE 31

PAGE 32

PAGE 33

PAGE 34

PAGE 35

PAGE 36

PAGE 37

PAGE 38

PAGE 39

PAGE 40

PAGE 41

PAGE 42

PAGE 43

PAGE 44

PAGE 45

PAGE 46

PAGE 47

PAGE 48

PAGE 49

PAGE 50

PAGE 51

PAGE 52

PAGE 53

PAGE 54

PAGE 55

PAGE 56

PAGE 57

PAGE 58

PAGE 59

PAGE 60

PAGE 61

PAGE 62

PAGE 63

PAGE 64

PAGE 65

PAGE 66

PAGE 67

PAGE 68

PAGE 69

PAGE 70

PAGE 71

PAGE 72

PAGE 73

PAGE 74

PAGE 75

PAGE 76

PAGE 77

PAGE 78

PAGE 79

PAGE 80

PAGE 81

PAGE 82

PAGE 83

PAGE 84

PAGE 85

PAGE 86

PAGE 87

PAGE 88

PAGE 89

PAGE 90

PAGE 91

PAGE 92

PAGE 93

PAGE 94

PAGE 95

PAGE 96

PAGE 97

PAGE 98

PAGE 99

PAGE 100

PAGE 101

PAGE 102

PAGE 103

PAGE 104

PAGE 105

PAGE 106

PAGE 107

PAGE 108

PAGE 109

PAGE 110

PAGE 111

PAGE 112

PAGE 113

PAGE 114

PAGE 115

PAGE 116

PAGE 117

PAGE 118

PAGE 119

PAGE 120

PAGE 121

PAGE 122

PAGE 123

PAGE 124

PAGE 125

PAGE 126

PAGE 127

PAGE 128

PAGE 129

PAGE 130

PAGE 131

PAGE 132

PAGE 133

PAGE 134

PAGE 135

PAGE 136

PAGE 137

PAGE 138

PAGE 139

PAGE 140

PAGE 141

PAGE 142

PAGE 143

PAGE 144

PAGE 145

PAGE 146

PAGE 147

PAGE 148

PAGE 149

PAGE 150

PAGE 151

PAGE 152

PAGE 153

PAGE 154

PAGE 155

PAGE 156

PAGE 157

PAGE 158

PAGE 159

PAGE 160

PAGE 161

PAGE 162

PAGE 163

PAGE 164

PAGE 165

PAGE 166

PAGE 167

PAGE 168

PAGE 169

PAGE 170

PAGE 171

PAGE 172

PAGE 173

PAGE 174

PAGE 175

PAGE 176

PAGE 177

PAGE 178

PAGE 179

PAGE 180

PAGE 181

PAGE 182

PAGE 183

PAGE 184

PAGE 185

PAGE 186

PAGE 187

PAGE 188

PAGE 189

PAGE 190

PAGE 191

PAGE 192

PAGE 193

PAGE 194

PAGE 195

PAGE 196

PAGE 197

PAGE 198

PAGE 199

PAGE 200

PAGE 201

PAGE 202

PAGE 203

PAGE 204

PAGE 205

PAGE 206

PAGE 207

PAGE 208

PAGE 209

PAGE 210

PAGE 211

PAGE 212

PAGE 213

PAGE 214

PAGE 215

PAGE 216

PAGE 217

PAGE 218

PAGE 219

PAGE 220

PAGE 221

PAGE 222

PAGE 223

PAGE 224

PAGE 225

PAGE 226

PAGE 227

PAGE 228

PAGE 229

PAGE 230

PAGE 231

PAGE 232

PAGE 233

PAGE 234

PAGE 235

PAGE 236

PAGE 237

PAGE 238

PAGE 239

PAGE 240

PAGE 241

PAGE 242

PAGE 243

PAGE 244

PAGE 245

PAGE 246

PAGE 247

PAGE 248

PAGE 249

PAGE 250

PAGE 251

PAGE 252

PAGE 253

PAGE 254

PAGE 255

PAGE 256

PAGE 257

PAGE 258

PAGE 259

PAGE 260

PAGE 261

PAGE 262

PAGE 263

PAGE 264

PAGE 265

PAGE 266

PAGE 267

PAGE 268

PAGE 269

PAGE 270

PAGE 271

PAGE 272

PAGE 273

PAGE 274

PAGE 275
