

SURAT TUGAS

Nomor: 276-R/UNTAR/Pengabdian/III/2026

Rektor Universitas Tarumanagara, dengan ini menugaskan kepada saudara:

ALFRED JONATHAN SUSILO, Ir., S.T., M.Eng., Ph.D.

Untuk melaksanakan kegiatan pengabdian kepada masyarakat dengan data sebagai berikut:

Judul : Laporan Perencanaan Struktur Bangunan Sekolah Kristen Calvin Malang
Mitra : Yayasan Reformasi Injili Millennium
Periode : GANJIL/202526/112025
URL Repository : https://drive.google.com/file/d/1gXiDnNXV4Va4RoRfuJY0W2EpxZ8tqqrz/view?usp=drive_link

Demikian Surat Tugas ini dibuat, untuk dilaksanakan dengan sebaik-baiknya dan melaporkan hasil penugasan tersebut kepada Rektor Universitas Tarumanagara

26 Maret 2026

Rektor



Prof. Dr. Amad Sudiro, S.H., M.H., M.Kn., M.M.

Print Security : b494a368c6525073ad3504e705b7ac8e

Disclaimer: Surat ini dicetak dari Sistem Layanan Informasi Terpadu Universitas Tarumanagara dan dinyatakan sah secara hukum.

OFFICE
Jl. Letjen S. Parman No 1, Jakarta Barat 11440

PHONE
+62 21-5671 747 (Hunting)
+62 21-5695 8723 (Admission)

EMAIL
humas@untar.ac.id

WEBSITE
untar.ac.id


Untar Jakarta



**LAPORAN AKHIR PENGABDIAN KEPADA MASYARAKAT
YANG DIAJUKAN KE LEMBAGA PENELITIAN DAN
PENGABDIAN KEPADA MASYARAKAT**



**DESAIN SEKOLAH KRISTEN CALVIN
MALANG - JAWA TIMUR**

Disusun oleh:

Ir. Alfred Jonathan Susilo, S.T., M.Eng., Ph.D. (0323068304/10317007)

**PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS TARUMANAGARA
JAKARTA
TAHUN 2025**

DESAIN BANGUNAN SEKOLAH KRISTEN CALVIN MALANG – JAWA TIMUR

BAB I. Pendahuluan

Program Studi Teknik Sipil melakukan program pengabdian kepada masyarakat yang diselenggarakan oleh dosen sesuai dengan Visi dan Misi Universitas. Dalam program ini, kami melaksanakan kegiatan pengabdian dengan judul kegiatan “Desain Bangunan Sekolah Kristen Calvin Malang”. Pekerjaan yang dilakukan adalah Merancang bangunan gereja yang terdiri dari 8 (delapan) lantai.

BAB II. Metodologi Pelaksanaan

Metodologi pelaksanaan Pengabdian Kepada Masyarakat, dengan mempelajari gambar arsitektur, pengumpulan data yaitu melakukan survey lapangan, melakukan pengujian tanah. Menganalisis data yang ada untuk perencanaan desain bangunan dan melakukan perhitungan dan mendesain bangunan sekolah 8 lantai.

BAB III. Hasil Pengabdian Kepada Masyarakat

Hasil PKM berupa perhitungan bangunan sekolah ini terdiri dari 8 lantai dengan dak atap dari beton. Sistem struktur menggunakan *open frame* dengan beton rangka bertulang dengan balok kolom 3 dimensi, tipe plat yang digunakan pelat 2 arah. Klasifikasi sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Dalam mendesain pembebanan rencana menggunakan peraturan mengikuti SNI yang berlaku. Bangunan sekolah mempunyai fasilitas umum dengan kategori desain IV, sehingga *importance factor* menggunakan 1,5.

Hari hasil soil test fondasi bangunan direncanakan menggunakan fondasi tiang bor.

BAB IV. Kesimpulan

Hasil perhitungan disimpulkan bangunan gereja terdiri dari 8 (delapan) lantai dan menggunakan atap dak dari beton, Sisten struktur menggunakan *open frame*. Kolom-kolom dengan mutu beton $f'c = 35$ MPa.

BAB V. Daftar Pustaka

1. SNI 1726-2012 Struktur Gempa. Badan Standarisasi Nasional
2. SNI 1727-2013 Pembebanan. Badan Standarisasi Nasional
3. SNI 2847-2013 Perencanaan Beton untuk Gedung. Badan Standarisasi Nasional
4. SNI 8460: 2017. Persyaratan Perancangan Geoteknik. Badan Standarisasi Nasional.

Laporan Desain Pekerjaan Struktur

Proyek Sekolah Kristen Calvin

Malang, Jawa Timur

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI	ii
KETERANGAN UMUM	1
BAB 1 PENDAHULUAN	3
1.1 Maksud dan Tujuan.....	3
1.2 Keterangan Umum Proyek.....	3
1.3 Denah Arsitektur.....	3
1.4 Gambar <i>Site Plan</i>	13
1.5 Data Struktur.....	13
1.5.1 Sistem Struktur.....	13
1.5.2 Jumlah Lantai.....	13
1.5.3 Elevasi Lantai.....	13
1.6 Data Tanah.....	14
1.7 Spesifikasi Material.....	21
1.7.1 Beton.....	21
1.7.2 Baja Profil.....	21
1.7.3 Baja Tulangan.....	22
BAB 2 KONSEP PERANCANGAN STRUKTUR	23
2.1 Standar Tata Cara Perencanaan Struktur (<i>Structural Design Codes</i>).....	23
2.2 Pembebanan.....	24
2.2.1 Beban Vertikal.....	24
2.2.2 Beban Lateral.....	26
2.3 Langkah Perencanaan Struktur.....	28
2.3.1 Analisis dan Perencanaan Struktur Atas.....	28
2.3.2 Analisis dan Perencanaan Struktur Bawah.....	39
2.4 Beban Gempa Struktur Bawah.....	43
2.4.1 Beban Gempa dari Struktur Atas.....	43
BAB 3 RANGKUMAN ANALISIS STRUKTUR ATAS	44
3.1 Massa Bangunan.....	44
3.2 Torsi Bawaan dan Torsi Tak Terduga.....	44
3.3 Kontrol Hasil Analisis Dinamik.....	45
3.3.1 Kontrol Ragam Translasi.....	45

3.3.2	Kontrol Waktu Getar Alami.....	47
3.3.3	Analisis Statik Linier.....	48
3.3.4	Analisis Dinamik Respons Spektrum Linier.....	49
3.3.5	Kontrol Simpangan Lateral Antar Tingkat.....	49
3.3.6	Gaya Geser Tingkat Rencana.....	50
3.3.7	Kontrol Ketidakberaturan Horizontal.....	50
3.3.8	Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal	52
3.3.9	Kontrol Redundansi	53
3.3.10	Beban Angin.....	54
BAB 4 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR ATAS		57
4.1	Perhitungan Struktur Beton Bertulang Sekunder	57
4.1.1	Pelat Lantai Dua Arah (Dengan Balok)	57
4.1.2	Balok Anak.....	67
4.2	Perencanaan Elemen Struktur Utama.....	67
4.2.1	Struktur Rangka Portal Penahan Momen Khusus (SRPMK).....	67
BAB 5 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR BAWAH		83
5.1	Perhitungan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor	83
5.2	Daya Dukung Aksial	83
5.3	Daya Dukung Lateral Tiang Bor	85
5.3.1	Daya Dukung Lateral Metode Broms	85
5.3.2	Daya Dukung Lateral Hasil Analisis <i>Software</i>	86
5.4	Efisiensi Kelompok Tiang.....	86
5.5	Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok Vs Reaksi Perletakan Kolom	87
5.6	Perhitungan Penurunan Total	90
5.7	Perhitungan Balok Sloof (<i>Tie Beam</i>)	97
5.8	Perhitungan <i>Pile Cap</i>	101
LAMPIRAN LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH.....		108

KETERANGAN UMUM

Nama Proyek	: Sekolah Kristen Calvin
Alamat	: Jl. Merapi No.16, Oro-oro Dowo, Kec. Klojen, Kota Malang, Jawa Timur 65119
Penggunaan	: Sekolah
Jumlah Lantai	: 8 (delapan) Lantai + Atap + Basement
Bangunan	: Sekolah
Tinggi Lantai	: - Basement – Lantai 1 : 3.42 m - Lantai 1 – Lantai 2 : 3.42 m - Lantai 2 – Lantai 3 : 3.42 m - Lantai 3 – Lantai 4 : 3.42 m - Lantai 4 – Lantai 5 : 3.42 m - Lantai 5 – Lantai 6 : 3.42 m - Lantai 6 – Lantai 7 : 3.42 m - Lantai 7 – Lantai 8 : 3.42 m - Lantai 8 – Lantai Atap : 3.42 m
Tinggi Bangunan	: ± 27.36 m

KETERANGAN TENTANG KONSTRUKSI

Jenis Konstruksi	: Bangunan Setinggi 8 lantai + atap + basement, Sistim struktur dari Beton Bertulang, menggunakan sistem pelat 2 arah serta tiang bor untuk struktur fondasi
Fondasi:	: Menggunakan tiang bor dengan ukuran diameter 60 cm, Kedalaman 7 meter sampai dengan tanah keras

Pengetesan	:	Pengetesan tiang dilakukan dengan sistem <i>Loading test</i> (PDA <i>test</i>) pada titik yang telah ditentukan.
Metode pengerjaan	:	<p>Pengeboran dilakukan dengan sistem Boring, kemudian lubang dicor dengan Menggunakan pipa tremie</p> <p>Untuk penggalian, harus diperhatikan ketinggian muka air tanah, jika diperlukan penggunaan dewatering harus dilakukan.</p> <p>Penggalian harus dilakukan dengan secara bertahap dan dengan kemiringan, untuk mencegah terjadinya longsor.</p>
Struktur Atas	:	<p>Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dan Sesuai standar SNI lokasi bangunan berada di wilayah gempa zona Malang dan jenis tanah Lunak Faktor keutamaan (I) digunakan =1.5</p> <p>Damping ratio = 0.05</p> <p>Kombinasi ragam dihitung dengan metode CQC dan <i>mode shape</i> yang diperhitungkan sebanyak 10 <i>modes</i></p> <p>Ketentuan – ketentuan tentang balok lemah kolom kuat telah dipenuhi oleh struktur ini</p>
Lantai	:	<ul style="list-style-type: none"> - Lantai 1, Pelat beton t = 15 cm - Lantai 2 s/d Lt. Dak, Pelat beton, t = 12.5 cm
Penutup Lantai	:	Keramik

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Maksud dan Tujuan

Laporan ini dibuat untuk menyajikan se jelas mungkin konsep serta hasil Analisis dan Perancangan Struktur Proyek Pembangunan Sekolah Kristen Calvin, Malang, Indonesia yang dilakukan oleh Konsultan Perencana Struktur berdasarkan:

- a. Hasil perancangan Arsitektur serta konsep perancangan Mekanikal/Elektrikal dan disiplin ilmu lain yang terkait dengan perancangan struktur.
- b. Kondisi lingkungan meliputi:
 - Kondisi bangunan-bangunan terdekat yang ada (*existing*) di sekitar lokasi proyek
 - Jarak bangunan-bangunan tersebut dari bangunan gedung yang direncanakan akan dibangun.
 - Akses masuk-keluar lokasi proyek.
- c. Kondisi lapisan tanah di atas mana bangunan didirikan serta tinggi muka air tanah.
- d. Ketersediaan bahan-bahan bangunan yang akan dipakai sebagai pembentuk, elemen-elemen struktur.
- e. Standar tata cara perencanaan struktur pada umumnya serta berbagai ketentuan dan/atau peraturan yang berlaku berkaitan dengan perancangan.

1.2 Keterangan Umum Proyek

Pemilik Proyek : Yayasan Reformasi Injili Millennium

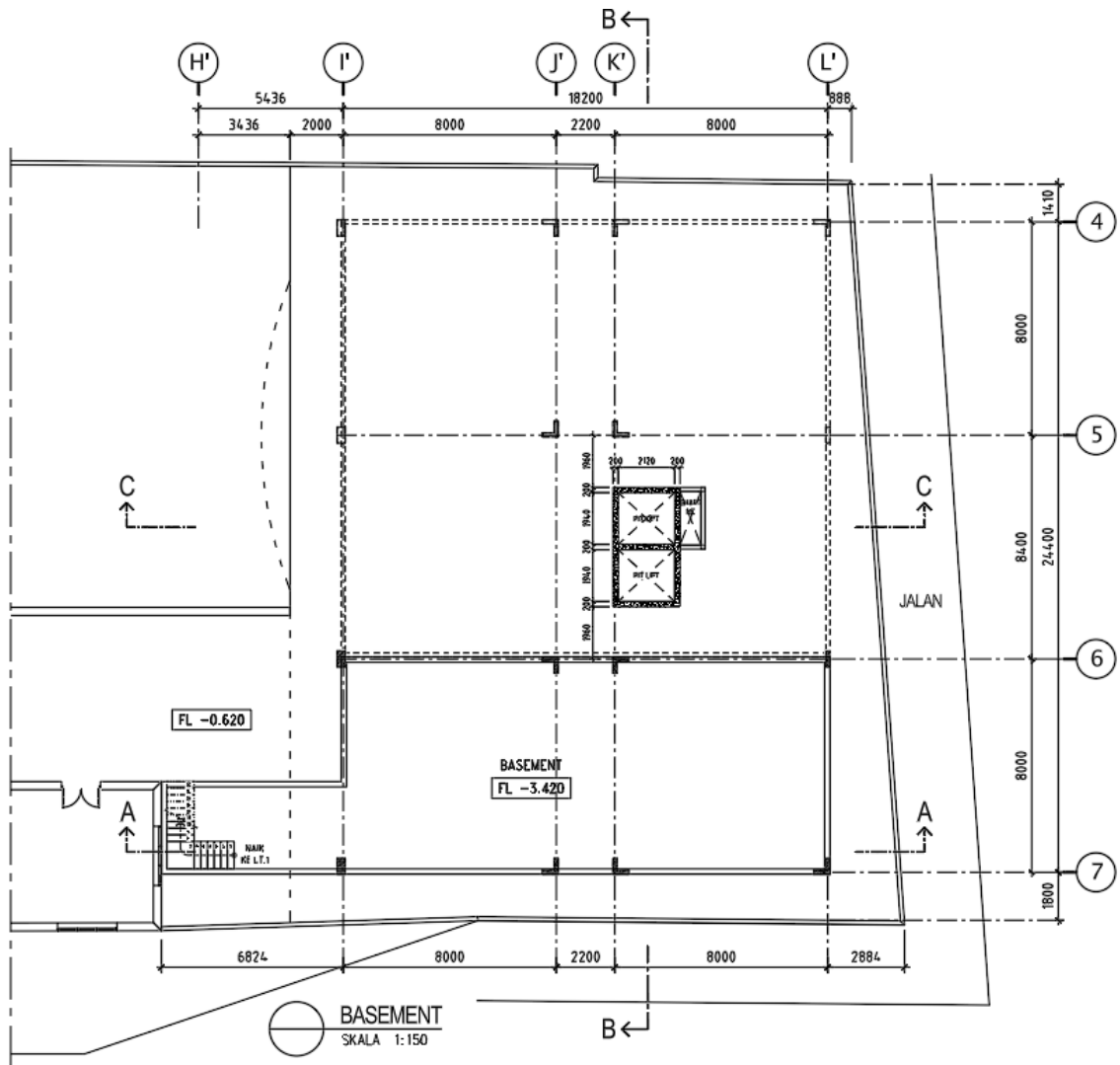
Nama Proyek : Sekolah Kristen Calvin (SKC)

Lokasi Proyek : Malang

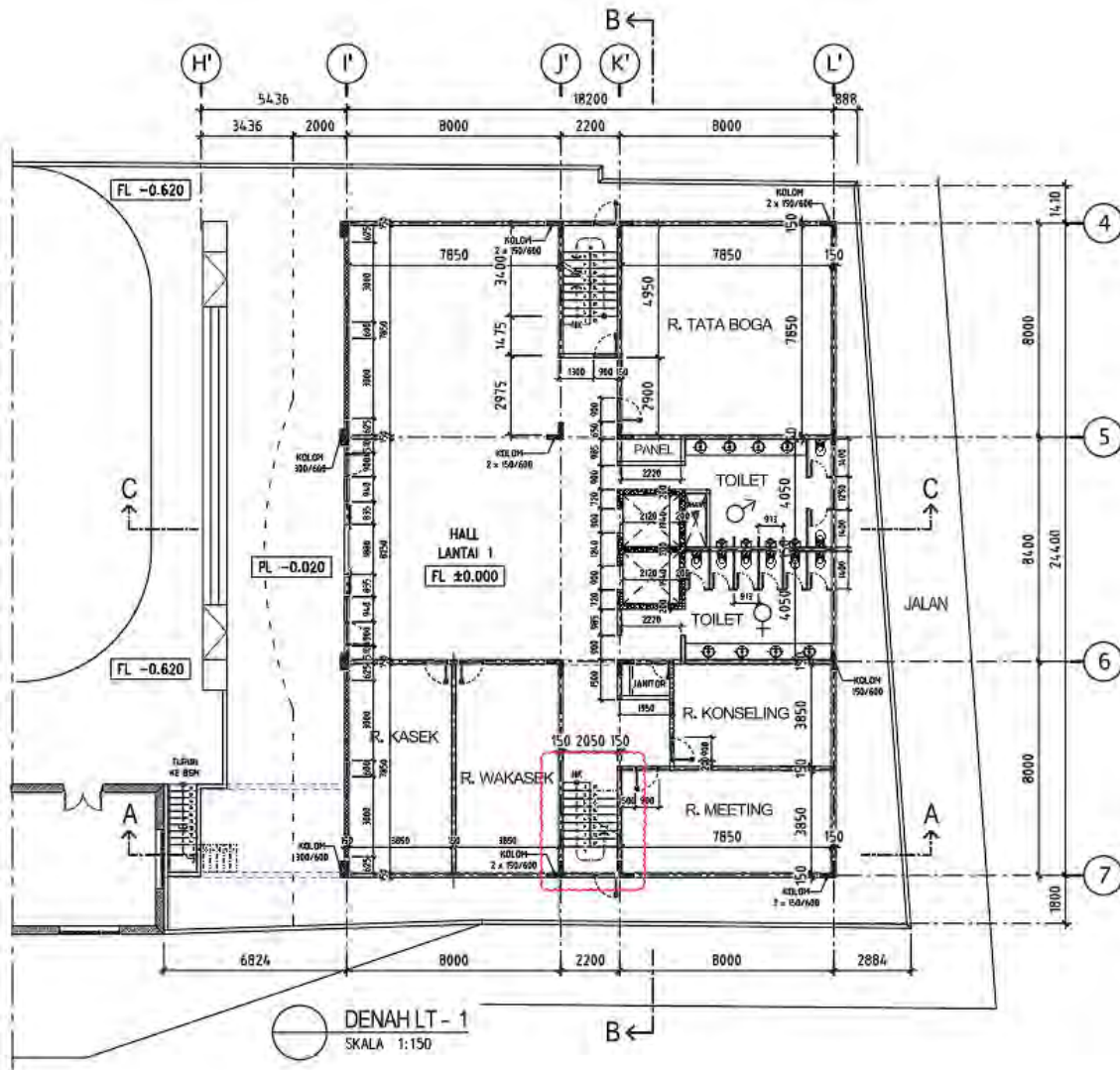
Deskripsi Ringkas : Bangunan terdiri dari 8 (delapan) Lantai dengan atap dan basement

1.3 Denah Arsitektur

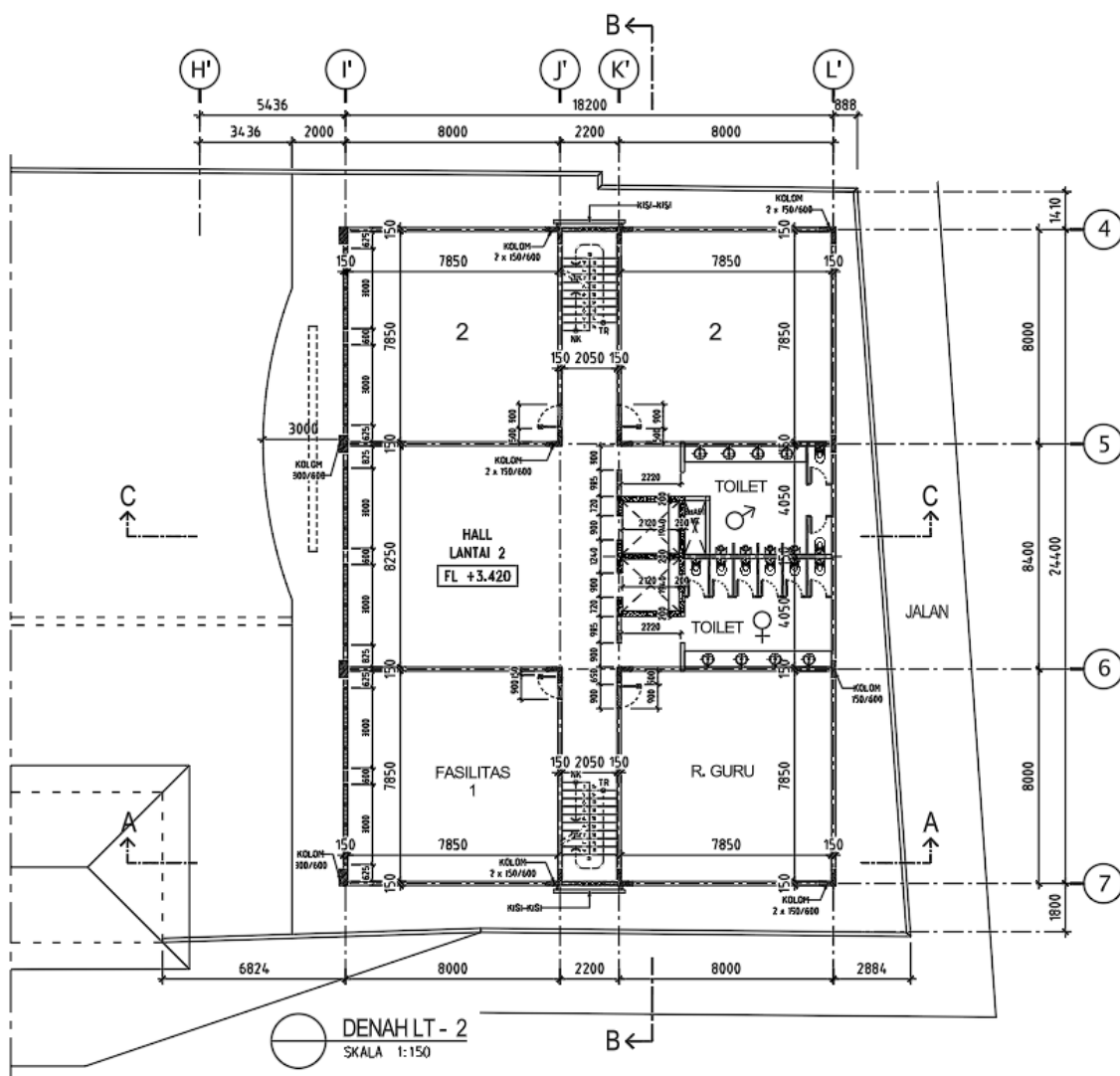
Berikut merupakan denah arsitektur untuk semua lantai pada bangunan ini:



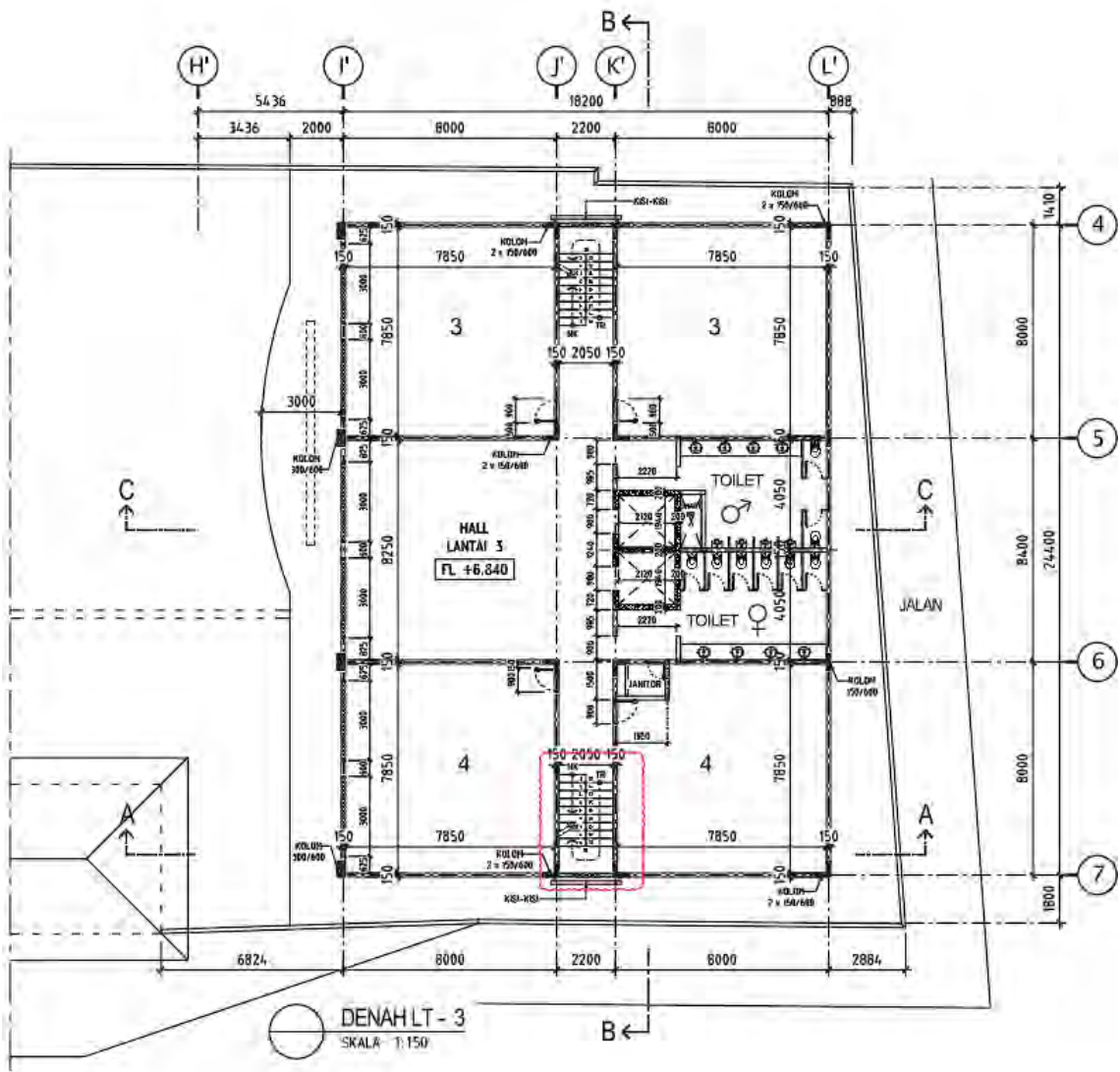
Denah Lantai Basement



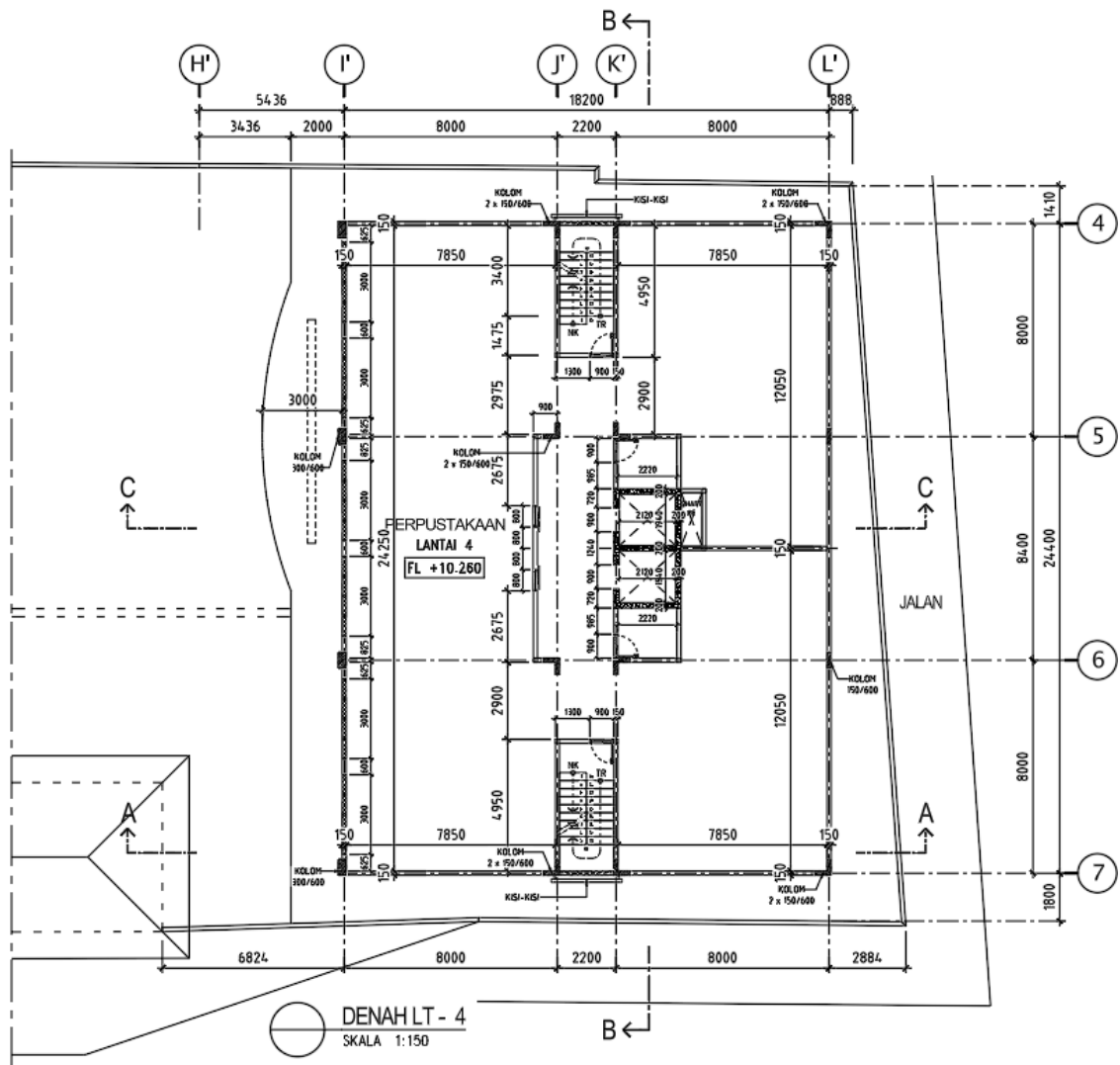
Denah Lantai 1



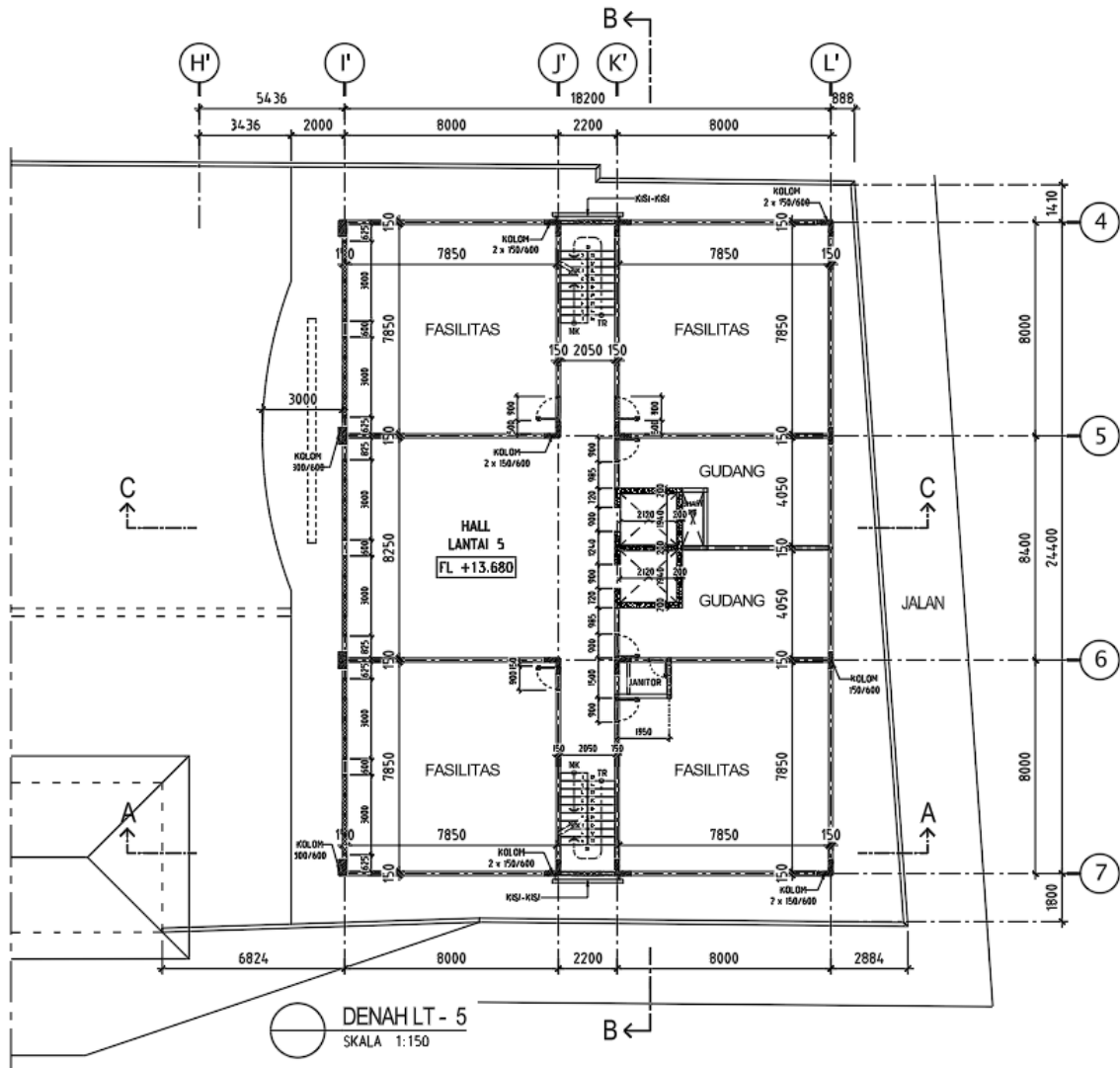
Denah Lantai 2



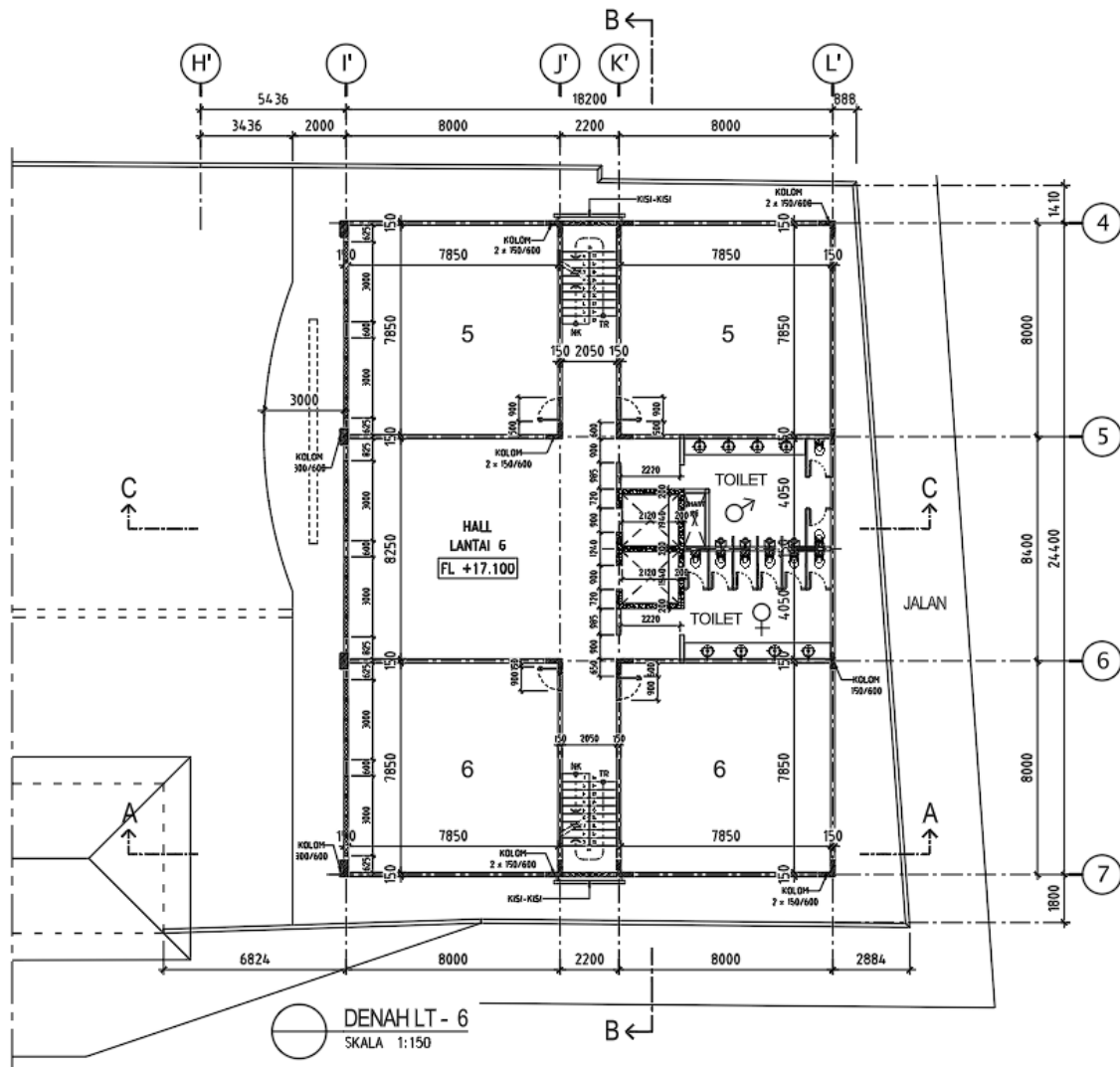
Denah Lantai 3



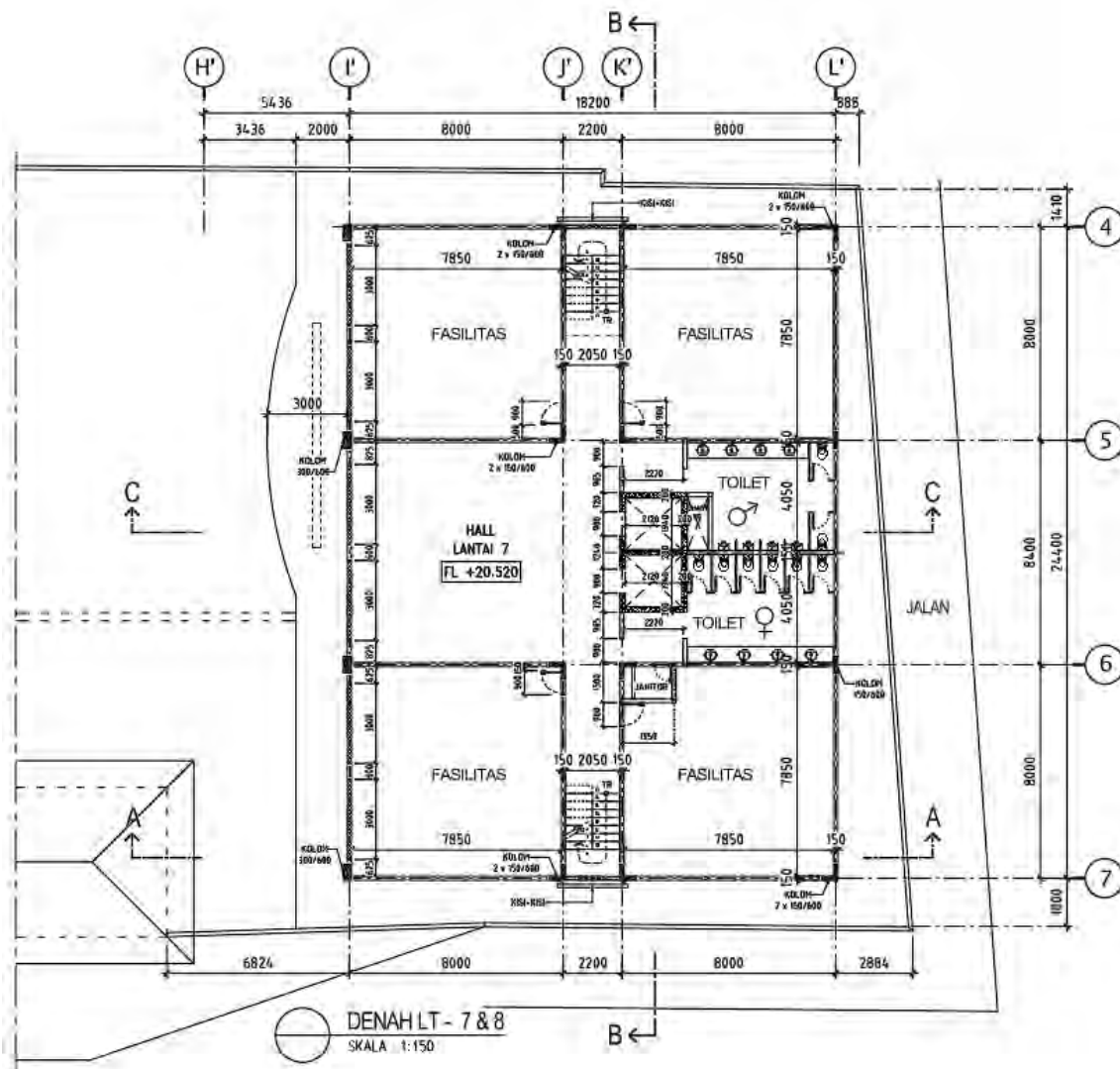
Denah Lantai 4



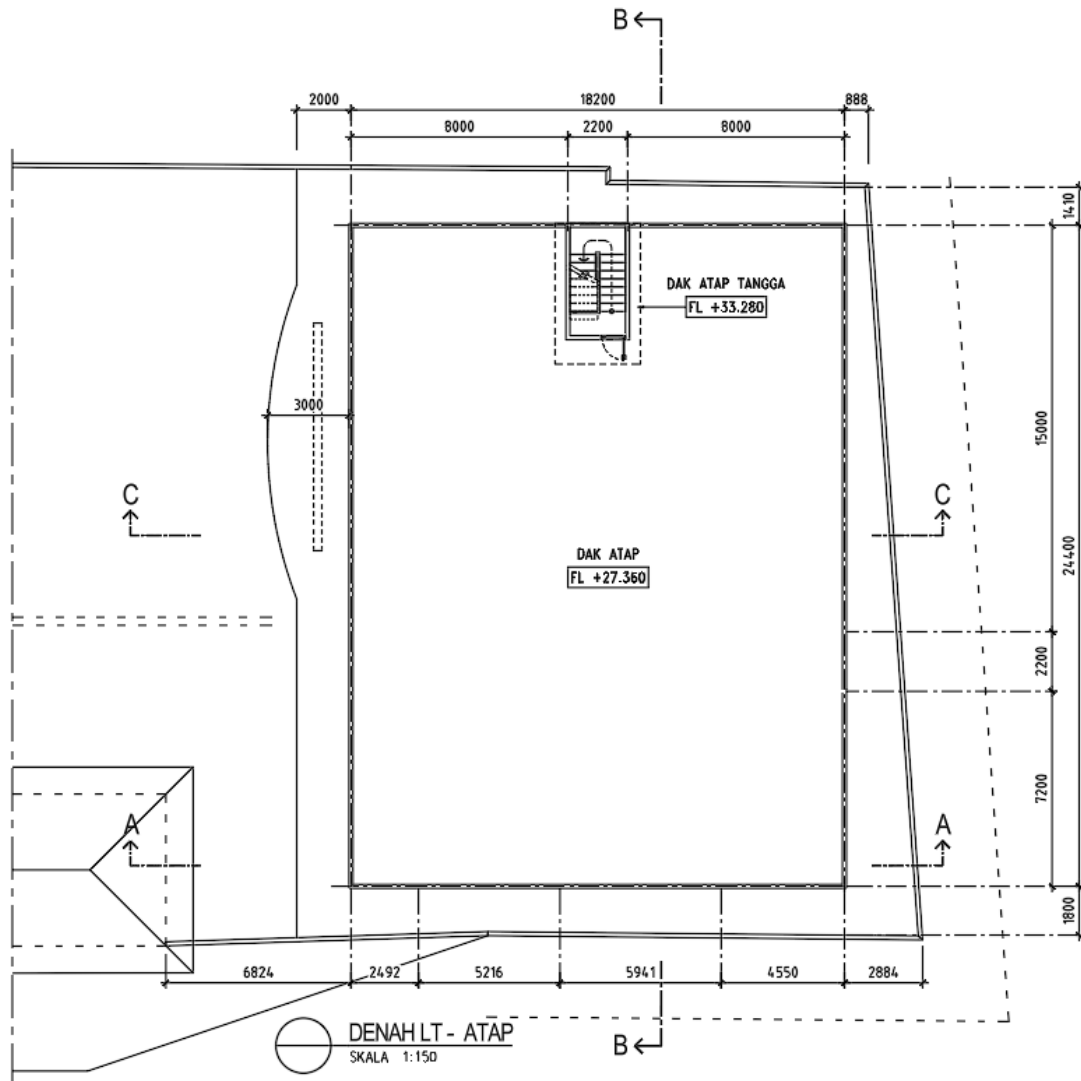
Denah Lantai 5



Denah Lantai 6



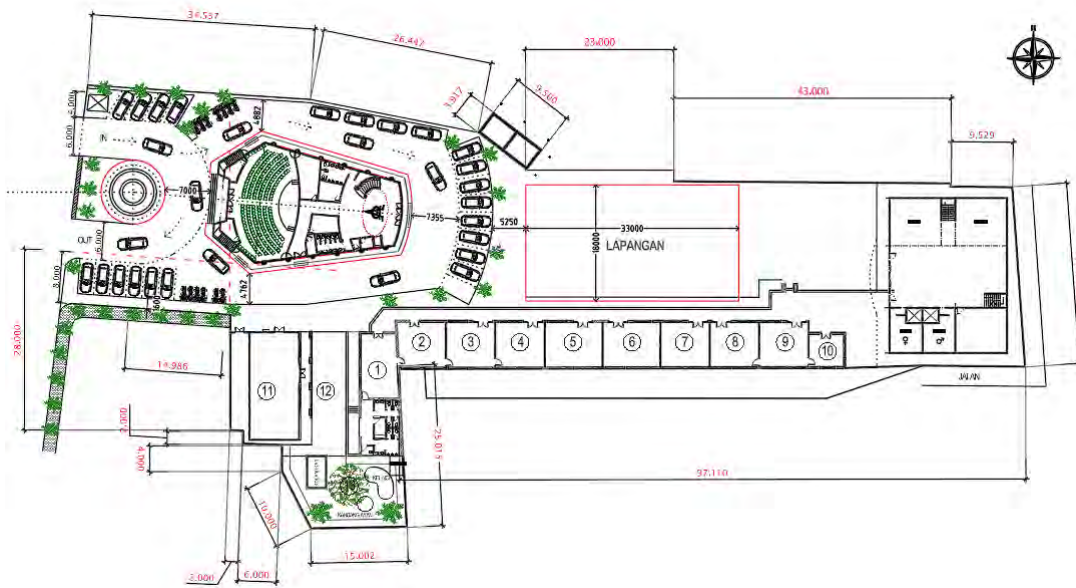
Denah Lantai 7 & 8



Denah Lantai Atap

1.4 Gambar Site Plan

Berikut merupakan gambar *site plan* untuk bangunan ini.



Gambar *Site Plan*

1.5 Data Struktur

1.5.1 Sistem Struktur

Pada proyek Sekolah Kristem Calvin Malang ini digunakan sistem struktur beton rangka bertulang dengan balok kolom 3 dimensi, tipe plat yang digunakan pelat 2 arah. Klasifikasi sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1.5.2 Jumlah Lantai

Bangunan ini terdiri dari 8 lantai + atap + basement.

1.5.3 Elevasi Lantai

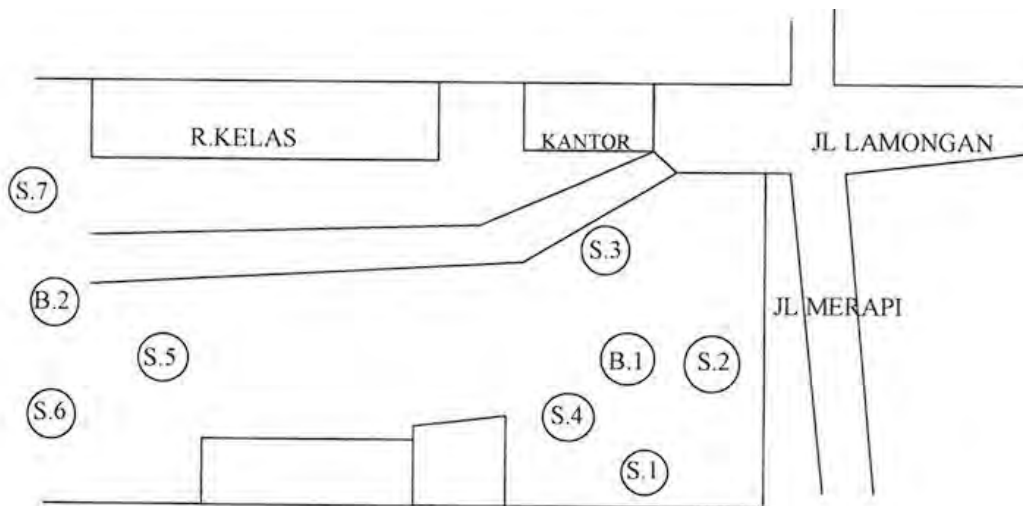
Berikut merupakan data elevasi setiap lantai untuk bangunan ini:

- Basement : - 3.42 m
- Lantai 1 : \pm 0.00 m
- Lantai 2 : + 3.42 m
- Lantai 3 : + 6.84 m
- Lantai 4 : + 10.26 m

- Lantai 5 : + 13.68 m
- Lantai 6 : + 17.10 m
- Lantai 7 : + 20.52 m
- Lantai 8 : + 23.94 m
- Lantai Atap : + 27.36 m

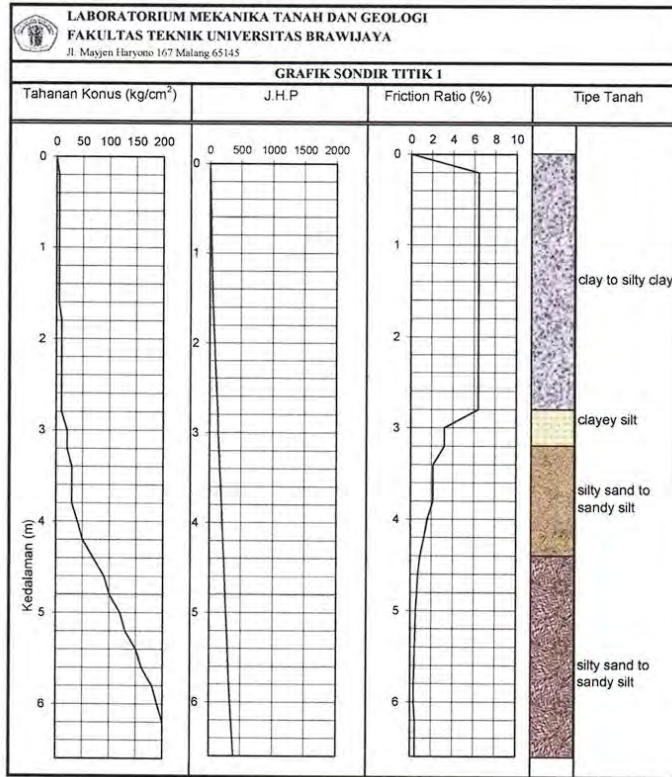
1.6 Data Tanah

Pengujian tanah dilakukan untuk dapat menentukan jenis tanah dan perhitungan daya dukung fondasi tiang dari bangunan ini. Untuk parameter yang belum diketahui dilakukan korelasi antar parameter untuk mendapatkan parameter lain yang diinginkan. Berikut disajikan data tanah yang digunakan dalam proyek ini berupa 7 (tujuh) buah sondir dan 2 (dua) buah boring log yang digunakan dalam perencanaan fondasi:

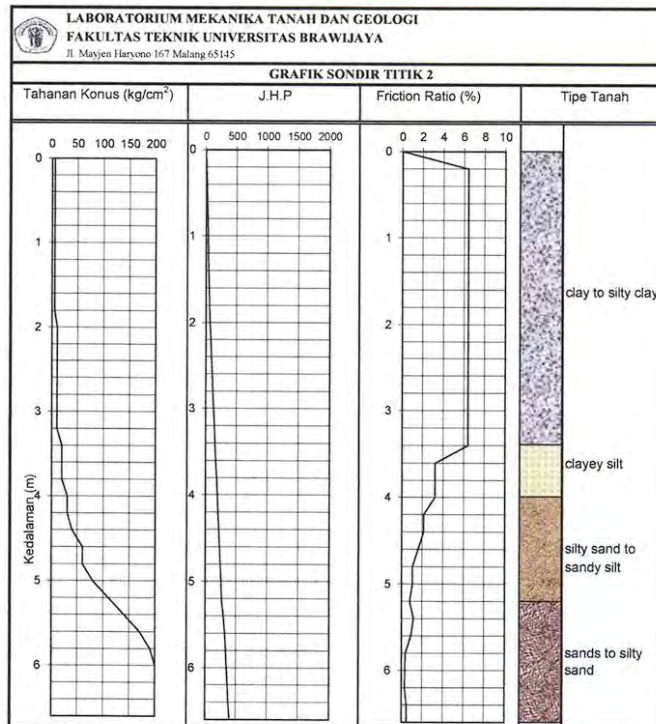


Denah Letak Titik Sondir dan Boring Log

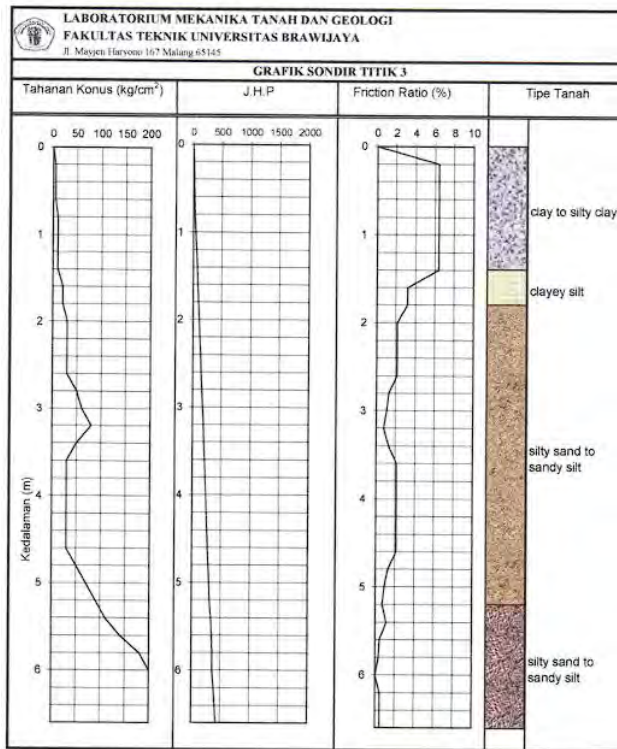
- Sondir 1



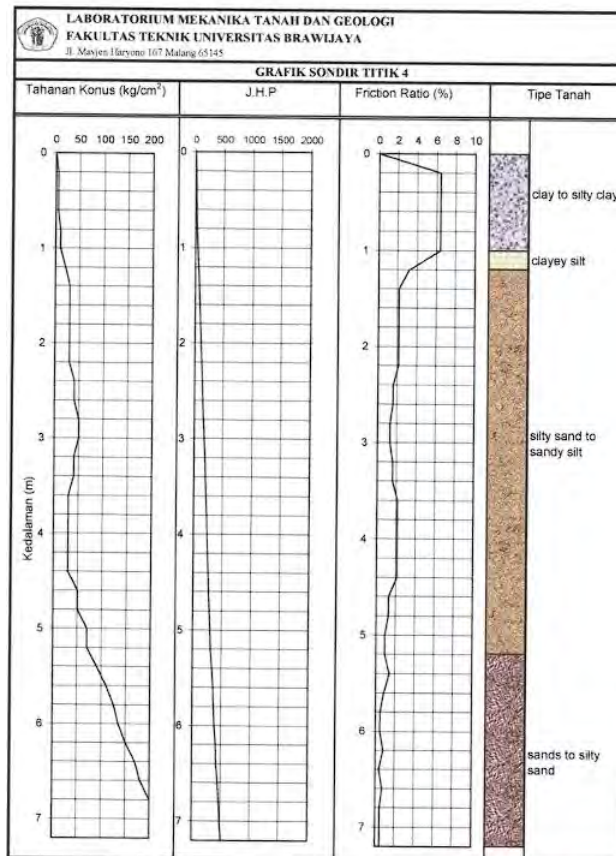
- Sondir 2



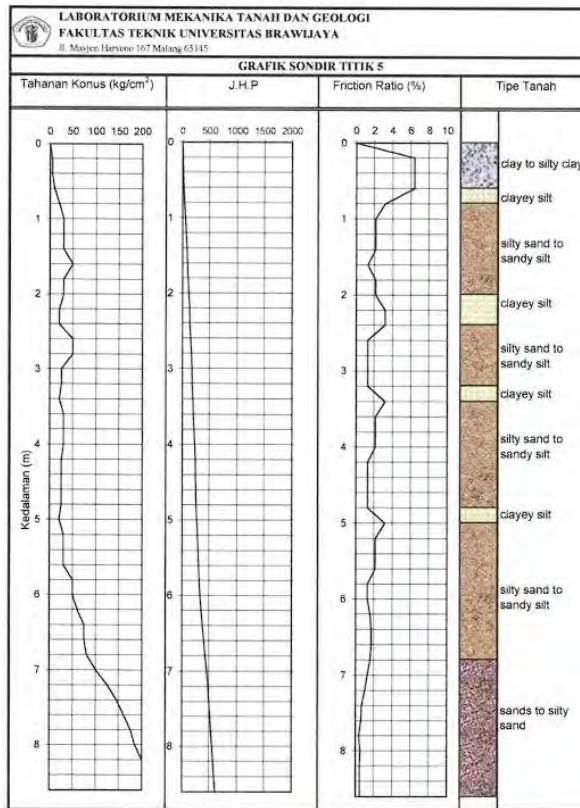
- Sondir 3



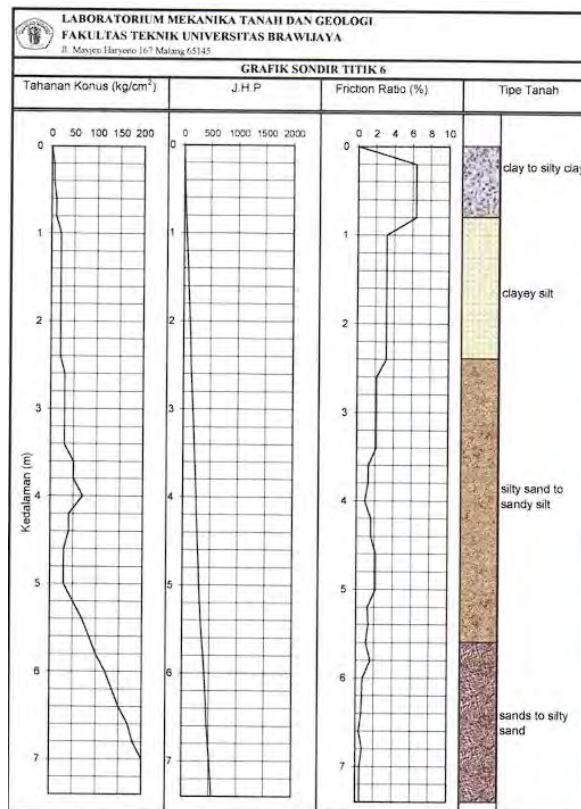
- Sondir 4



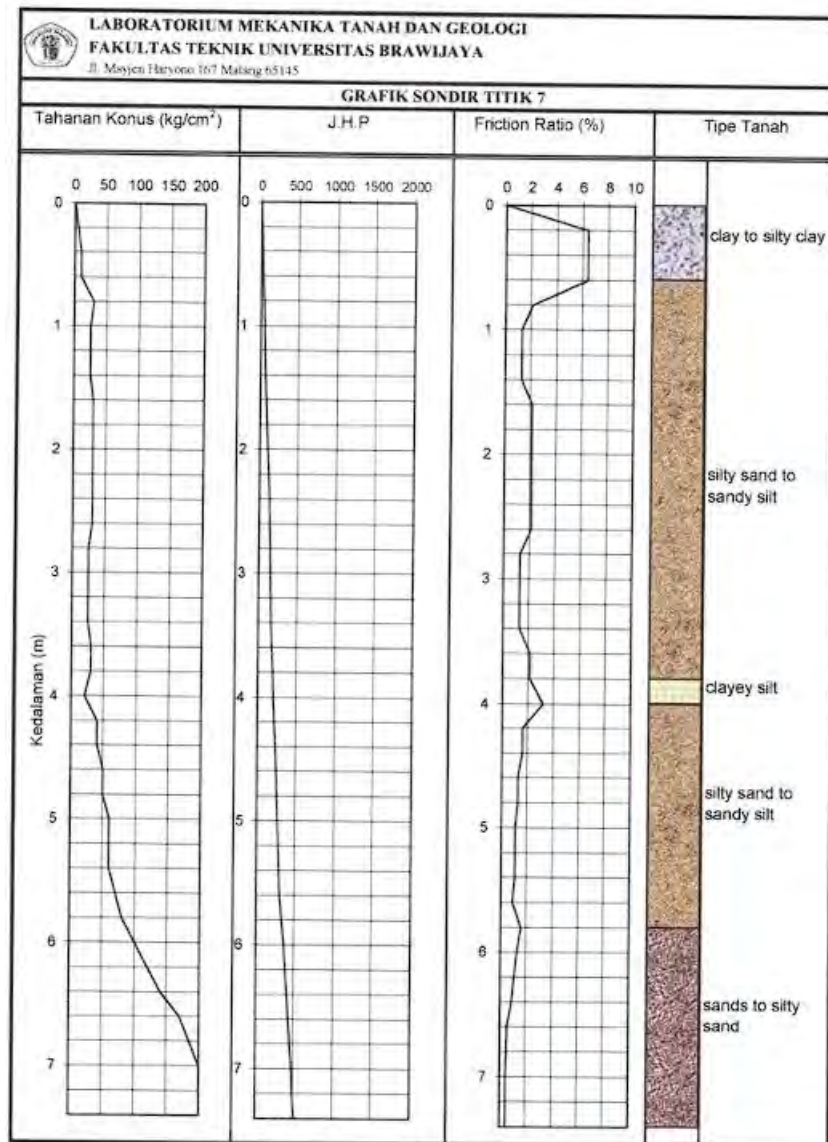
- Sondir 5



- Sondir 6



- Sondir 7



1.7 Spesifikasi Material

1.7.1 Beton

Spesifikasi untuk mutu beton pada umur 28 hari yang akan dipakai pada bangunan ini adalah sebagai berikut:

Elemen Struktur	f'_c (MPa)
Pelat	25
Balok	25
Kolom	35
<i>Pile cap</i>	25
<i>Bored pile</i>	25

Selain mutu beton, terdapat konstanta bahan beton yang digunakan untuk perencanaan bangunan ini adalah sebagai berikut:

Jenis Konstanta	Nilai/Rumus	Satuan
Modulus elastisitas (E_c)	$4700\sqrt{f'_c}$	MPa
Koefisien muai panjang	1.0×10^{-5}	/°C
Konstanta <i>Poisson</i>	0.20	-
Berat jenis beton	24	kN/m ³

1.7.2 Baja Profil

Pekerjaan struktur baja profil umumnya akan dipakai untuk struktur kanopi, mahkota, dan penyangga-penyangga /penggantung pekerjaan ME (Mekanikal Elektrikal). Baja profil yang digunakan untuk semua jenis baja profil yang digunakan dalam komponen struktur adalah dari jenis baja lunak ST 41. Selain itu, perlindungan terhadap karat terhadap pekerjaan baja akan digunakan cat. Mutu baja profil yang akan digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

- $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MPa)
- SS41 dengan $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ dan $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Selain mutu baja profil, berikut merupakan konstanta bahan yang akan digunakan dalam perencanaan ini:

Jenis Konstanta	Nilai/Rumus	Satuan
Modulus Young (E)	2×10^5	MPa
Koefisien muai panjang	1.2×10^{-5}	/°C
Konstanta <i>Poisson</i>	0.30	-
Berat jenis baja	78.5	kN/m ³

1.7.3 Baja Tulangan

Mutu baja tulangan yang akan dipakai dalam pekerjaan beton bertulang harus memenuhi standar SNI 2052:2017 yaitu tulangan (DEFORM) BjTS 420 B dengan $f_y = 420$ MPa.

BAB 2

KONSEP PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Standar Tata Cara Perencanaan Struktur (*Structural Design Codes*)

Perencanaan Fondasi dan Struktur Atas akan mengikuti Peraturan Perencanaan dan Standar Konstruksi Bangunan (SKB) yang berlaku di Indonesia. Jika ada hal yang belum tercakup dalam peraturan di Indonesia, maka akan dipergunakan peraturan dan standar internasional yang sesuai dan memadai.

Standar dan peraturan dasar yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

- Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2020).
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019).
- Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (SNI 2847:2019).
- Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural : SNI 1729:2020.
- Ketentuan Seismik untuk Bangunan Gedung Baja Struktural : SNI 7860:2020.
- Persyaratan Perancangan Geoteknik : SNI 8460:2017.
- Baja Tulangan Beton : SNI 2052:2017.

Standar dan peraturan internasional berikut juga digunakan sebagai referensi:

- ASCE/SEI 7-16: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318M-14)
- ANSI/AISC 360-16: *Specification for Structural Steel Building*
- ANSI/AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*
- ANSI/AISC 358-16: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*

Analisis secara umum dilakukan secara 3 dimensi untuk mendapatkan hasil yang optimal. Analisis dilakukan menjadi 2 bagian, yaitu analisis dinamik dan statik. Pertama, dilakukan analisis *eigen value* untuk menentukan mode dan periode getar yang dominan.

Data periode getar dari analisis ini digunakan untuk menentukan gaya gempa statik berdasarkan respons spektrum yang sesuai. Analisis struktur 3 dimensi dengan memperhatikan efek torsi kemudian dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya dalam. Analisis struktur dilakukan dengan bantuan program ETABS 20.3.0. Input geometri dan massa bangunan dapat dilihat pada lampiran *input*.

2.2 Pembebanan

2.2.1 Beban Vertikal

2.2.1.1.1 Beban Mati

Beban – beban mati pada struktur bangunan ditentukan dengan menggunakan berat jenis bahan bangunan berdasarkan Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2020) dan unsur-unsur yang diketahui seperti tercantum pada denah arsitektur dan struktur.

1. Berat jenis beton (γ): 24 kN/m^3
2. Beban *Super Dead Load* (SDL):
 - Adukan semen : $42 \text{ kg/m}^2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
 - Mekanikal & Elektrikal : $25 \text{ kg/m}^2 = 0.25 \text{ kN/m}^2$
 - Penutup lantai Ubin : $24 \text{ kg/m}^2 = 0.24 \text{ kN/m}^2$
 - Penutup langit – langit : $11 \text{ kg/m}^2 = 0.11 \text{ kN/m}^2$
 - Penggantung : $7 \text{ kg/m}^2 = 0.07 \text{ kN/m}^2$

2.2.1.2 Beban Hidup

Beban hidup yang diperhitungkan dalam perencanaan gedung ini dapat dilihat pada tabel berikut:

Toilet rooms 60 (2,87)

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Rumah tinggal					
Hunian satu dan dua keluarga					
Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa gudang	10 (0,48)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.1
Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	20 (0,96)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.2
Loteng yang dapat dihuni dan ruang tidur	30 (1,44)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua ruang kecuali tangga	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua hunian rumah tinggal lainnya					
Ruang pribadi dan koridornya	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Ruang publik	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Koridor ruang publik	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Atap					
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	Ya (4.8.3)	-		
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Atap bukan untuk hunian	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Awning dan kanopi					
Atap konstruksi <i>fabric</i> yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24)	Tidak (4.8.2)	-		
Rangka penumpu layar penutup	5 (0,24) berdasarkan area tributari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka	Tidak (4.8.2)	-	200 (0,89)	
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	Ya (4.8.2)			4.8.1
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja					

Sekolah	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Ruang kelas	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Koridor lantai pertama					
Scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses				200 (0,89)	
Jalan di pinggir untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)	8.000 (35,60)	4.15
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	4.16
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	4.16
Gudang diatas langit-langit	20 (0,96)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Gudang penyimpanan dan pekerja (harus dirancang untuk beban lebih berat jika diperlukan)					
Ringan	125 (6,00)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)		
Berat	250 (11,97)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)		

2.2.2 Beban Lateral

Beban gempa ditentukan sesuai dengan yang disyaratkan oleh Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2019). Bangunan ini akan di analisis secara dinamik (analisis *response spectrum*) dan modal statik ekuivalen dengan parameter-parameter sebagai berikut:

- Faktor Keutamaan (I): 1.5
- *Damping Ratio* (D): 0.05
- Kombinasi ragam dihitung dengan metode CQC
- Tinjauan arah gempa: 0° dan 90° (bolak-balik)
- Kondisi tanah pada lokasi situs: Tanah Lunak (SE)

2.2.2.1 Beban Lateral untuk Struktur Bawah

1. Menentukan Gaya Lateral Ekuivalen

Geser dasar seismik

$$V = C_s W$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

2. Menentukan Koefisien Respons Seismik dan Gaya Dasar Seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

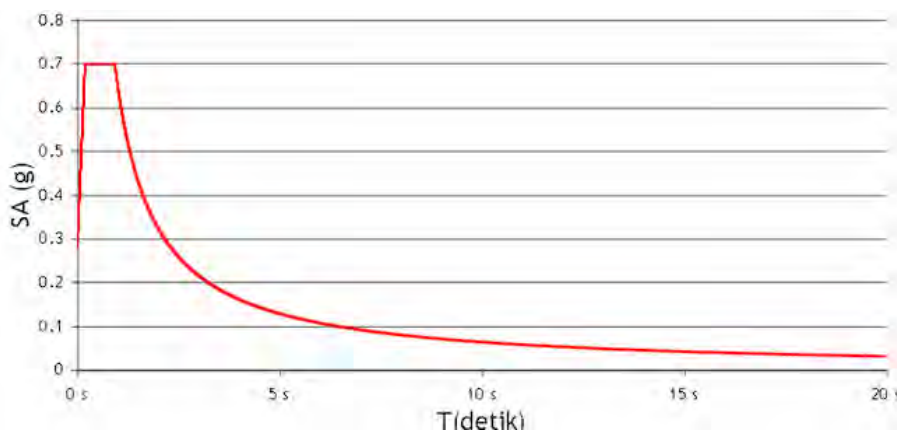
Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_s tidak boleh lebih kecil dari $C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0.01$



A Input Data Percepatan Gempa

Spektral Percepatan Periode Pendek S_s	=	0.8779
Spektral Percepatan Periode 1 Detik S_1	=	0.4093
Koefisien Situs F_a	=	1.1977
Koefisien Situs F_v	=	2.3814
Percepatan Desain Periode Pendek S_{DS}	=	$2/3 * F_a * S_s$
	=	0.7010
Percepatan Desain Periode 1 Detik S_{D1}	=	$2/3 * F_v * S_1$
	=	0.6498
	T_0	= $0.2 * S_{D1} / S_{DS}$
		= 0.1854
	T_s	= S_{D1} / S_{DS}
		= 0.9270

B Input Parameter Gempa

Faktor Keutamaan Gempa I_e	=	1.50
Koefisien Modifikasi Respons R	=	8
Faktor Kuat Lebih Sistem Ω_0	=	3
Faktor Pembesaran Defleksi C_d	=	5.5

2.3 Langkah Perencanaan Struktur

2.3.1 Analisis dan Perencanaan Struktur Atas

2.3.1.1 Taraf Penjepitan Lateral

Karena posisi elevasi eksisting berada pada dasar lantai satu maka analisis strukturnya menggunakan analisis satu tahap dengan menganggap taraf penjepitan lateral pada level lantai satu. Pemodelan struktur dilakukan dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan yaitu perletakan jepit (*fixed*) sehingga momen-momen yang bekerja pada dasar kolom lantai dasar struktur dipikul oleh sistem fondasi. Beban pada balok, pelat dan dinding akan didistribusikan ke kolom sampai ke dasar kolom lalu di transfer ke *pilecap* sampai ke sistem fondasi. Perencanaan struktur menggunakan koefisien modifikasi respons (R) untuk keperluan penskalaan gaya dinamik ke statik, sedangkan untuk fondasi menggunakan faktor kuat lebih (Ω_0) dalam pengecekan fondasi, yaitu daya dukung lateralnya terhadap gempa kuat.

2.3.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang dipakai dalam perencanaan struktur beton bertulang pada struktur atas adalah sesuai dengan SNI 1726:2019, SNI 1727:2020 dan SNI 2847:2019, yaitu:

- Kombinasi 1 = 1.4D
- Kombinasi 2 = 1.2D + 1.6L
- Kombinasi 3 = 1.2D + L
- Kombinasi 4 = $1.2D + L \pm (\rho Q_E + 0.2S_{DS}D)_x \pm 0.3(\rho Q_E + 0.2S_{DS}D)_y$
- Kombinasi 5 = $1.2D + L \pm 0.3(\rho Q_E + 0.2S_{DS}D)_x \pm (\rho Q_E + 0.2S_{DS}D)_y$
- Kombinasi 6 = $0.9D \pm (\rho Q_E - 0.2S_{DS}D)_x \pm 0.3(\rho Q_E - 0.2S_{DS}D)_y$
- Kombinasi 7 = $0.9D \pm 0.3(\rho Q_E - 0.2S_{DS}D)_x \pm (\rho Q_E - 0.2S_{DS}D)_y$
- Kombinasi 8 = 0.9D + 1.6W

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

Q_E = beban gempa

W = beban angin (batas layan)

ρ = faktor redundansi

SDS = parameter percepatan respons spektral periode pendek dengan redaman 5%

Kombinasi 4 s.d. 7 telah memperhitungkan pengaruh gempa vertikal dan faktor redundansi (ρ). Selain kombinasi beban di atas, kombinasi beban berikut ini digunakan juga pada komponen struktur yang harus didesain terhadap gempa kuat lebih:

- Kombinasi 1 = $(1.2D + 0.2S_{DS}D) + L \pm (\Omega_0 Q_E)_x \pm 0.3(\Omega_0 Q_E)_y$
- Kombinasi 2 = $(1.2D + 0.2S_{DS}D) + L \pm 0.3(\Omega_0 Q_E)_x \pm (\Omega_0 Q_E)_y$
- Kombinasi 3 = $(0.9D - 0.2S_{DS}D) \pm (\Omega_0 Q_E)_x \pm 0.3(\Omega_0 Q_E)_y$
- Kombinasi 4 = $(0.9D - 0.2S_{DS}D) \pm 0.3(\Omega_0 Q_E)_x \pm (\Omega_0 Q_E)_y$

Keterangan:

Ω_0 = faktor kuat lebih

2.3.1.3 Persyaratan Lendutan

Komponen struktur beton bertulang pada proyek ini direncanakan terhadap batas lendutan dari SNI 2847:2019. Batas lendutan total akibat beban mati dan beban hidup jangka panjang adalah $L/360$ untuk balok yang memikul lantai dengan langit-langit. Bilamana diperlukan, konstruksi beton bertulang akan diberi lawan lendut sesuai dengan Spesifikasi Teknik Pekerjaan Beton.

2.3.1.4 Langkah Perencanaan Struktur

1. Tahap Perencanaan

Perencanaan struktur gedung ini dilakukan dalam 1 (satu) tahap, di mana struktur atas dan struktur bawah dianalisis terhadap gempa rencana secara bersamaan, di mana struktur atas dianggap terjepit lateral pada level lantai satu

1. Tahapan Analisis Struktur

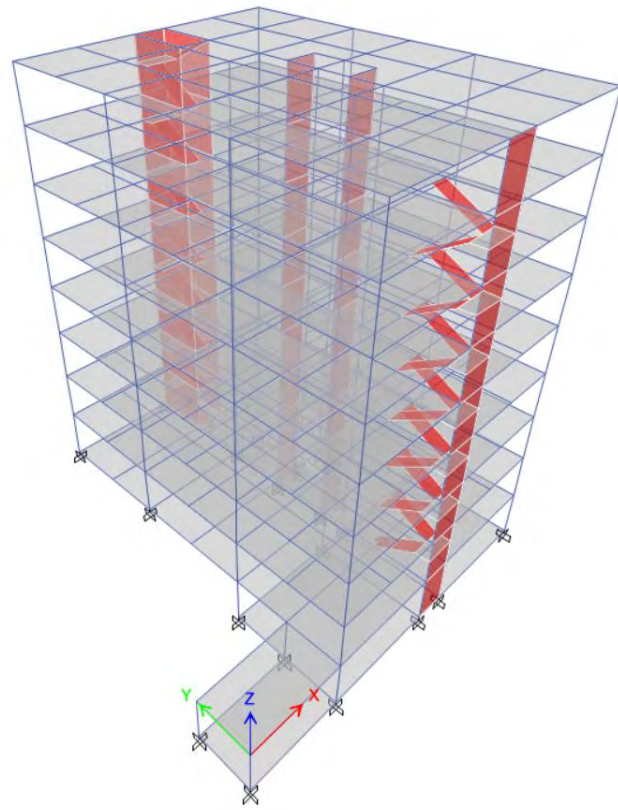
Perencanaan struktur atas gedung dilakukan melalui tahap-tahap sebagai berikut:

- Pembuatan rencana skematik struktur (pradimensi komponen struktur).
- Perhitungan beban-beban lantai dan beban gempa rencana termasuk respons spektrumnya.
- Perencanaan struktur lantai dan tangga.

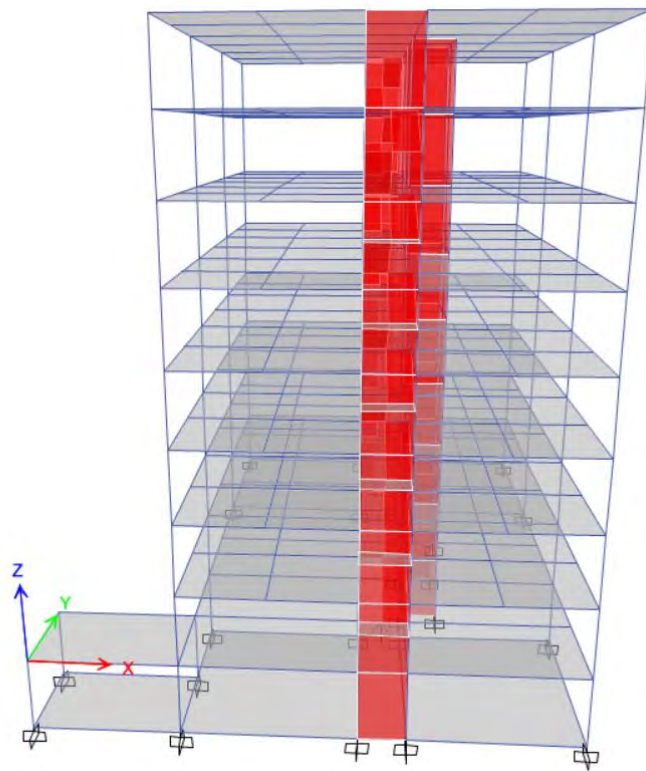
- Analisis struktur dinamik tiga dimensi dengan kekakuan penampang retak untuk kondisi batas layan, untuk memperoleh waktu getar alami struktur, T_d .
- Kontrol waktu getar alami dan hasil analisis dinamik, yaitu translasi pada ragam pertama dan ragam kedua serta rotasi di ragam ketiga.
- Perhitungan gaya geser dasar statik, V_1 berdasarkan nilai C_s koefisien respons dinamik yang ditentukan berdasarkan nilai S_{DS} (percepatan spektrum respons desain periode pendek), R dan I_e .
- Bila respons terkombinasi untuk gaya geser dasar, V_1 kurang dari 85% dari C_s dikali dengan berat bangunan W , maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan 85% dari $C_s W/V_1$. Nilai C_s yang digunakan untuk faktor skala drift adalah dari persamaan (31) dari SNI 1726:2019.
- Pemeriksaan simpangan antar tingkat dalam kondisi batas ultimit.
- Bila kombinasi respons untuk gaya geser dasar lebih kecil dari 100% maka gaya geser tingkat dari analisis respons spektrum tersebut diskalakan dengan Faktor Skala terhadap 100% dari gaya geser dasar statik, V_1 di atas dibagi dengan gaya geser dasar dari kombinasi yang disyaratkan, V_1 .
- Analisis struktur dinamik tiga dimensi dengan kekakuan penampang retak untuk kondisi batas ultimit, dengan respons spektrum gempa rencana untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat dari analisis respons spektrum dengan kombinasi CQC (*Complete Quadratic Combination*), yang dikalikan faktor skala. Massa ragam kumulatif yang tercapai $> 90\%$ dari massa total dalam masing-masing arah horizontal ortogonal. Hasil analisis struktur ini digunakan untuk perencanaan komponen-komponen struktur seperti dinding geser, balok dan kolom struktur.
- Perencanaan struktur balok dan kolom sesuai persyaratan rangka portal penahan momen khusus sehingga memenuhi persyaratan balok lemah kolom kuat.

2. Analisis Struktur Tiga Dimensi Struktur Atas

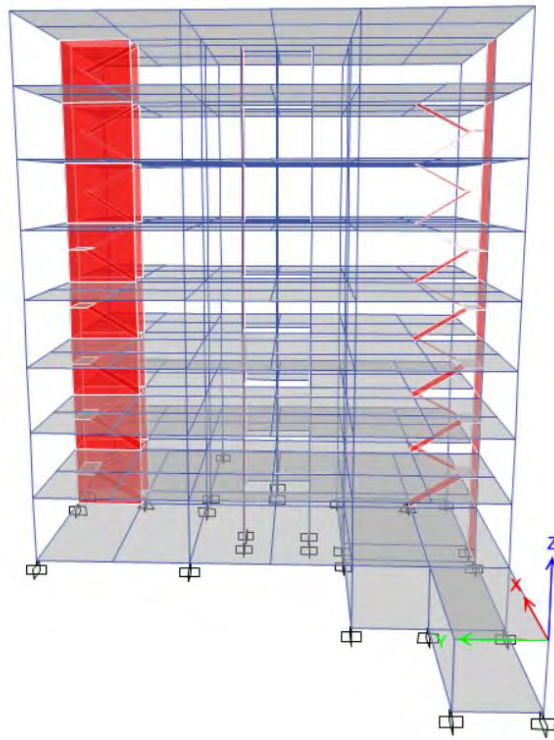
Analisis struktur dilakukan secara tiga dimensi dengan menggunakan paket program ETABS versi 21.0.0. Seluruh komponen struktur primer yaitu balok perangkai, kolom dan balok portal dimodelkan secara 3 dimensi menjadi satu di dalam analisis. Diafragma lantai dimodelkan sebagai *rigid diaphragm*. Taraf penjepitan lateral untuk analisis struktur diambil pada lantai 1, yaitu level *tie beam* dan *pilecap*. Model analisis struktur ini digunakan untuk analisis beban gravitasi dan beban lateral sekaligus.



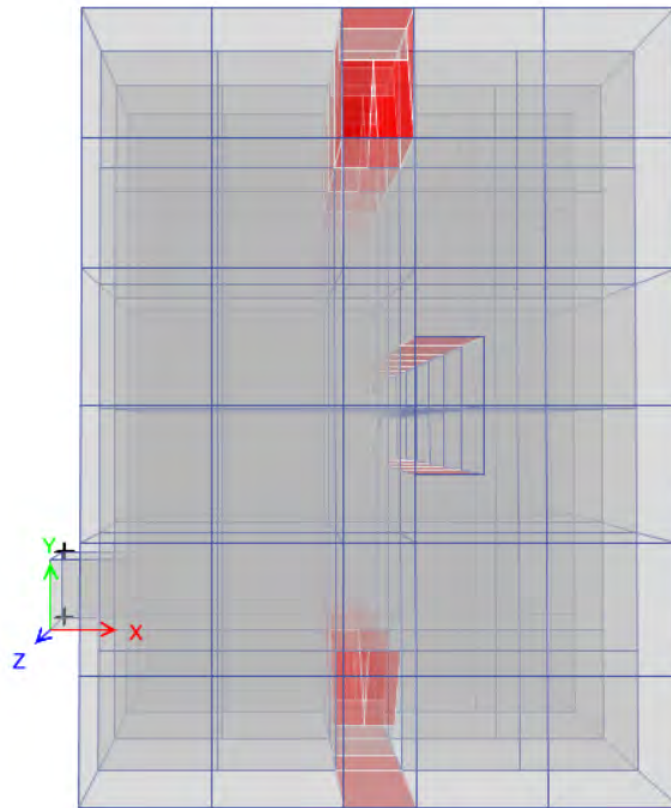
Model Struktur Tiga Dimensi



Model Struktur Tampak Depan



Model Struktur Tampak Samping



Model Struktur Tampak Atas

3. Kekakuan Penampang Efektif untuk Analisis Struktur Atas

Model analisis struktur atas ini ditinjau terhadap 2 (dua) kondisi kekakuan penampang, yaitu:

- Kondisi beban layan, dengan asumsi penampang retak sesuai dengan rekomendasi SNI 2847:2019 Bab 12.11.1 dikalikan dengan faktor 1.43. Model analisis struktur ini digunakan untuk memperhitungkan periode getar alami struktur, T_1 untuk menentukan gaya geser dasar akibat gempa dan angin.
- Kondisi beban ultimit, dengan asumsi penampang retak sesuai dengan rekomendasi SNI 2847:2019 Bab 12.11.1. Model analisis struktur ini digunakan untuk perhitungan simpangan lateral dan distribusi gaya-gaya dalam akibat beban gempa dan beban angin.

Kekakuan relatif elemen struktur yang digunakan disajikan dalam Tabel berikut ini.

Kekakuan Elemen Struktur Beton Bertulang dengan Penampang Retak

Komponen	Kekakuan Lentur		Kekakuan Torsi	
	Beban Ultimit	Beban Layan	Beban Ultimit	Beban Layan
Kolom Portal	$0.70 E_c I_g$	$1.00 E_c I_g$	$1 G_c J_g$	$1 G_c J_g$
Balok Portal (penampang persegi ^{*)})	$0.70 E_c I_g$	$1.00 E_c I_g$	$0.25 G_c J_g$	$0.36 G_c J_g$
Balok Portal (penampang T)	$0.35 E_c I_g$	$0.50 E_c I_g$	$0.25 G_c J_g$	$0.36 G_c J_g$
Balok Perangkai	$0.20 E_c I_g$	$0.29 E_c I_g$	$0.25 G_c J_g$	$0.36 G_c J_g$
Pelat Tanpa Balok	$0.25 E_c I_g$	$0.36 E_c I_g$		

^{*)} Dalam Penjelasan SNI 2847:2019 pasal 12.11.1 diizinkan untuk memperhitungkan kekakuan lentur efektif untuk balok penampang T berdasarkan momen inersia sebesar dua kali momen inersia badannya. Maka, dalam analisis struktur untuk beban lateral, balok portal dengan penampang T dimodelkan sebagai balok persegi dengan kekakuan efektif, $I_{eff} = 2 \times 0.35 \times I_g = 0.70 I_g$. Sehingga kekakuan lentur efektifnya menjadi $0.70 E_c I_g$. Hal ini dilakukan untuk menyederhanakan analisis struktur tanpa mengurangi akurasinya dalam batas yang masih dapat ditoleransi.

^{**)} Kekakuan dinding geser pada lantai di atas taraf penjepitan lateral diambil berdasarkan kekakuan dinding dalam kondisi retak, karena sendi plastis dinding akan terbentuk di lokasi tersebut

2.3.1.5 Beban Gempa Struktur Atas

1. Klasifikasi Tanah

Klasifikasi Tanah yang digunakan pada proyek ini adalah **Tanah Lunak (SE)**

2. Parameter Respons Spektrum

Parameter respons spektrum untuk lokasi proyek diperoleh dari laman Desain Spektra Indonesia (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>) untuk dengan Klasifikasi Situs SE, yaitu:

$$\begin{aligned} S_s &= 0.8779 \text{ g} & S_{MS} &= F_a \cdot S_s = 0.4673 \text{ g} & T_s &= S_{D1}/S_{DS} = 0.9270 \text{ detik} \\ S_1 &= 0.4093 \text{ g} & S_{M1} &= F_v \cdot S_1 = 0.4332 \text{ g} & T_0 &= 0.2 T_s = 0.1854 \text{ detik} \\ F_a &= 1.1977 & S_{DS} &= 2/3 \cdot S_{MS} = 0.7010 \text{ g} \\ F_v &= 2.3814 & S_{D1} &= 2/3 \cdot S_{M1} = 0.6498 \text{ g} \end{aligned}$$

Jenis pemanfaatan dari bangunan ini adalah sebagai Rumah Ibadah yang masuk dalam Kategori Risiko IV dan faktor keutamaan bangunan (I_e) yaitu 1.5.

Sistem penahan gaya gempa lateral berdasarkan sistem struktur dan batasan ketinggian dari bangunan, untuk struktur atas dan struktur bawah adalah Sistem Struktur Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang, dengan parameter:

- Koefisien Modifikasi Respons (R) = 8
- Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) = 3
- Faktor Pembesaran Defleksi (C_d) = 5.5

Dengan memasukkan data-data di atas maka didapat spektrum respons desain, Spektrum respons desain ini yang akan dimasukkan ke dalam *input* analisis respons dinamik.

A Input Data Percepatan Gempa

Spektral Percepatan Periode Pendek S_s	=	0.8779
Spektral Percepatan Periode 1 Detik S_1	=	0.4093
Koefisien Situs F_a	=	1.1977
Koefisien Situs F_v	=	2.3814
Percepatan Desain Periode Pendek S_{DS}	=	$2/3 * F_a * S_s$
	=	0.7010
Percepatan Desain Periode 1 Detik S_{D1}	=	$2/3 * F_v * S_1$
	=	0.6498
T_0	=	$0.2 * S_{D1} / S_D$
	=	0.1854
T_s	=	S_{D1} / S_{DS}
	=	0.9270

B Input Parameter Gempa

Faktor Keutamaan Gempa I_e	=	1.50
Koefisien Modifikasi Respons R	=	8
Faktor Kuat Lebih Sistem Ω_0	=	3
Faktor Pembesaran Defleksi C_d	=	5.5

C Periode Struktur

Percepatan Desain Periode 1 Detik S_{D1}	=	0.6498	g
Koefisien untuk Batas Periode C_u	=	1.4	
C_t	=	0.0466	
x	=	0.9	
Tinggi Bangunan (Seismik) h	=	27.36	m
Periode Fundamental Pendekatan T_a	=	$C_t * h^x$	
	=	0.9158	detik
Periode Maksimum T_{max}	=	$C_u * T_a$	
	=	1.282	detik
Periode Hasil Analisis Arah X $T_{c,X}$	=	1.393	detik
Periode Hasil Analisis Arah Y $T_{c,Y}$	=	1.128	detik
Periode Pakai Arah X T_X	=	1.282	detik
Periode Pakai Arah Y T_Y	=	1.128	detik

D Gaya Geser Dasar Seismik

Koefisien Respons Seismik	C_s	=	$S_{DS} / (R/I_e)$	
		=	0.1314	
Batas Atas	$C_{s,max}$	=	$S_{D1} / [T * (R/I_e)]$	
	$C_{s,max,X}$	=	0.0950	
	$C_{s,max,Y}$	=	0.1080	
Batas Bawah	$C_{s,min,1}$	=	$0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$	
		=	0.0463	
Batas Bawah (dipakai jika $S_1 \geq 0,6 \zeta C_{s,min,2}$)	$C_{s,min,2}$	=	$0.5 S_1 / (R/I_e)$	
		=	0.0384	
Koefisien Respons Seismik Pakai	$C_{s,pakai,X}$	=	0.0950	
	$C_{s,pakai,Y}$	=	0.1080	
Berat Seismik Efektif	W	=	59472	kN
Gaya Geser Dasar Seismik	V	=	$C_s * W$	
	V_X	=	5651.72	kN
	V_Y	=	6423.77	kN
Gaya Geser Statik (ETABS)	V_X	=	5698.1258	kN
(hanya untuk pembanding)	V_Y	=	6478.4263	kN

E Penskalaan Gaya

Faktor Skala Awal	SF	=	$g / (R / I)$	
		=	1.839	m/s ²
		=	1838.75	mm/s ²
Eqx,Eqy Gaya Geser Dasar Analisis Struktur	$V_{i,X}$	=	3634.6745	kN
	$V_{i,Y}$	=	5119.4078	kN
Penskalaan Gaya Gempa	f_X	=	1.55494	
	f_Y	=	1.25479	
Faktor Skala Baru	SF_X	=	2859.1488	mm/s ²
	SF_Y	=	2307.2353	mm/s ²

2.3.1.6 Struktur Atas

1. Analisis Struktur 3 Dimensi

Analisa struktur 3 dimensi dilakukan dengan beban vertikal dan beban horizontal seperti yang diuraikan di atas.

Pembebanan yang dipakai adalah:

- Pembebanan DL = semua beban mati seperti dinding, finishing serta berat sendiri struktur.

- Pembebanan LL = beban hidup sesuai dengan yang ada pada analisa pembebanan.
- Pembebanan T = beban akibat penggunaan lantai sebagai landscape
- Pembebanan AR = beban akibat penggunaan lantai sebagai kolam, GWT, *Roof Tank* maupun STP
- Pembebanan EQ_x = beban statik ekuivalen arah sumbu X
- Pembebanan EQ_y = beban statik ekuivalen arah sumbu Y

Parameter desain (faktor reduksi kuat rencana ϕ) yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah:

- Faktor reduksi lentur = 0.8
- Faktor reduksi aksial = 0.65
- Faktor reduksi geser = 0.75

Kekakuan penampang efektif struktur:

- Untuk kolom beton bertulang = 70%
- Untuk balok beton bertulang = 70%
- Untuk pelat beton bertulang = 25%

2. Menentukan Gaya Lateral Ekuivalen

Geser dasar seismik

$$V = C_s W$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

3. Menentukan Koefisien Respons Seismik dan Gaya Geser Dasar Seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang periode pendek

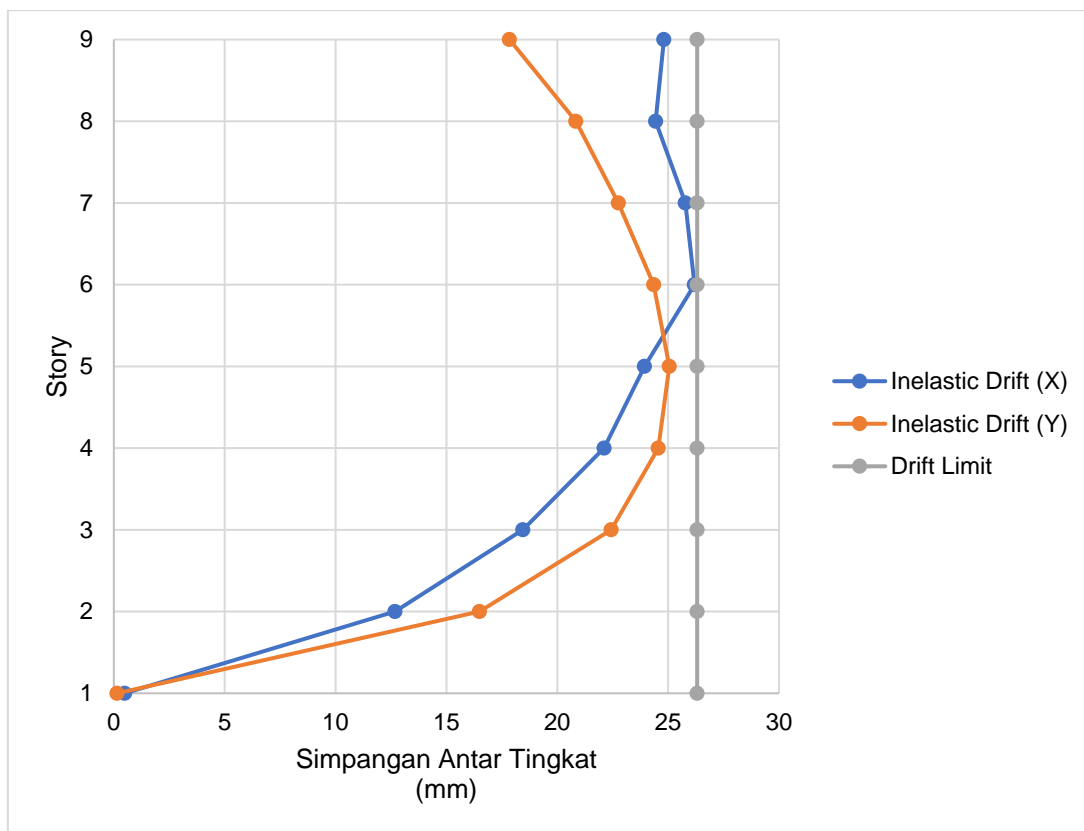
R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

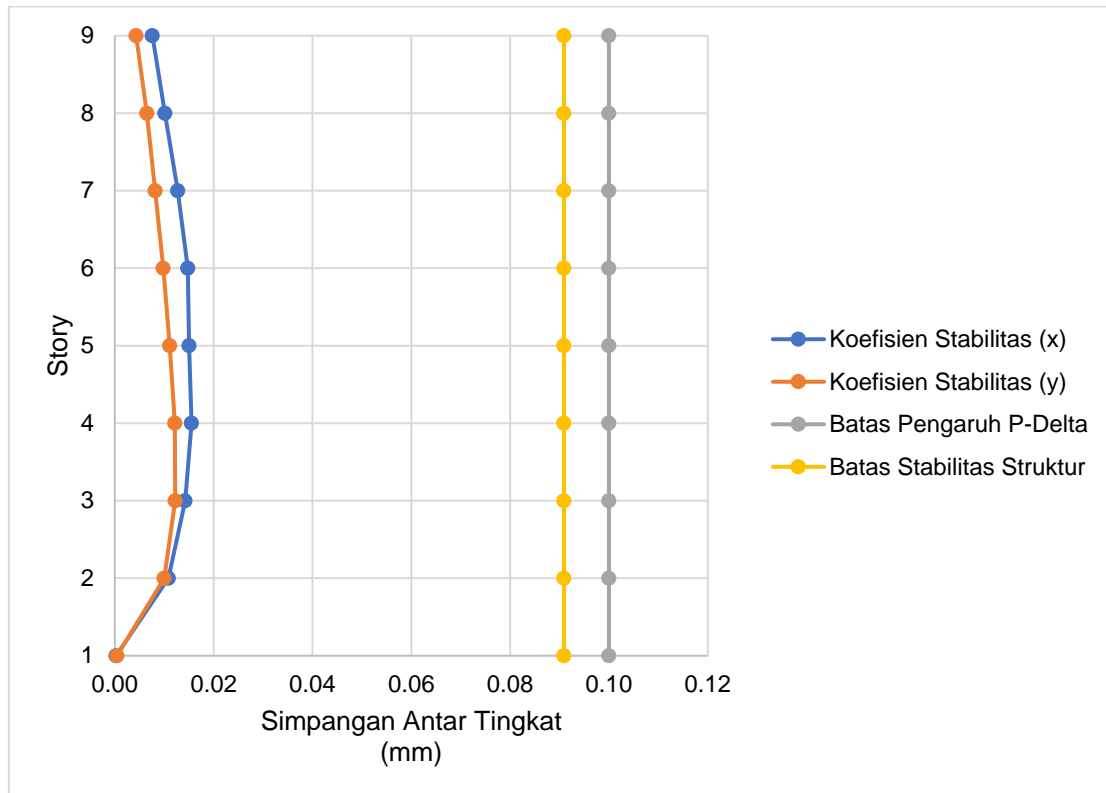
Nilai C_s tidak boleh lebih kecil dari $C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0.01$

4. Analisis Kinerja Struktur Gedung

Story	Displacement		Elastic Drift		h (mm)	Inelastic Drift		Drift Limit (mm)	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
9	48.78	47.58	6.766	4.866	3420	24.809	17.842	26.30769	OK
8	42.014	42.714	6.664	5.683	3420	24.435	20.838	26.30769	OK
7	35.35	37.031	7.029	6.206	3420	25.773	22.755	26.30769	OK
6	28.321	30.825	7.142	6.641	3420	26.187	24.350	26.30769	OK
5	21.179	24.184	6.527	6.832	3420	23.932	25.051	26.30769	OK
4	14.652	17.352	6.030	6.697	3420	22.110	24.556	26.30769	OK
3	8.622	10.655	5.030	6.117	3420	18.443	22.429	26.30769	OK
2	3.592	4.538	3.459	4.498	3420	12.683	16.493	26.308	OK
1	0.133	0.04	0.133	0.040	3420	0.488	0.147	26.30769	OK
0	0	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	OK



Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	A_x	A_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
9	24.809	17.842	3307.1728	860.6309	1092.8544	3420	0.0076	0.0043	0.1	0.0909	OK
8	24.435	20.838	8296.7975	1595.2874	2127.1619	3420	0.0101	0.0065	0.1	0.0909	OK
7	25.773	22.755	13336.5754	2152.8563	2961.3721	3420	0.0127	0.0082	0.1	0.0909	OK
6	26.187	24.350	18376.3533	2598.5346	3643.8285	3420	0.0148	0.0098	0.1	0.0909	OK
5	23.932	25.051	23360.6702	2967.5285	4201.2413	3420	0.0150	0.0111	0.1	0.0909	OK
4	22.110	24.556	28832.3201	3274.9962	4648.5803	3420	0.0155	0.0121	0.1	0.0909	OK
3	18.443	22.429	33872.098	3500.2721	4960.5076	3420	0.0142	0.0122	0.1	0.0909	OK
2	12.683	16.493	38911.8759	3624.1064	5116.4161	3420	0.0109	0.0100	0.1	0.0909	OK
1	0.488	0.147	21677.661	3099.0241	570.8026	3420	0.0003	0.0004	0.1	0.0909	OK



2.3.2 Analisis dan Perencanaan Struktur Bawah

2.3.2.1 Deskripsi Bangunan dan Sistem Fondasi

Fondasi yang akan diterapkan pada proyek ini menggunakan fondasi tiang bor. Sistem struktur bangunan adalah *open frame*.

Sistem struktur fondasi harus diperhitungkan agar dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban hidup dan gaya—gaya luar seperti beban gempa.

Fondasi bangunan gedung disesuaikan dengan kondisi/lahan, beban yang dipikul, dan klasifikasi bangunannya. Faktor utama yang sering menjadi bahan pertimbangan untuk pemilihan jenis fondasi adalah: lingkungan sekitar, biaya dan keandalannya. Keandalan di sini diartikan keyakinan dari ahli fondasi di mana rancangan yang tertulis dalam dokumen desain akan memperoleh kondisi yang mendekati lapangan.

2.3.2.2 Metodologi Perencanaan

Pertama-tama dilakukan pemodelan untuk rangkaian analisis struktur atas atau *upper structure*. Analisis pertama yang dilakukan adalah analisis *eigen value* untuk menentukan mode dan periode getar yang dominan. Jika mode getaran dominan berupa getaran translasi dan bukan torsi, maka model struktur dapat diterima, dan periode getar dijadikan masukan untuk menentukan gaya gempa statik berdasarkan respons spektrum yang sesuai. Analisis struktur 3 dimensi statik dengan memperhatikan efek torsi kemudian dilakukan untuk mendapatkan reaksi perletakan untuk perencanaan fondasi dan gaya-gaya dalam untuk perencanaan penulangan. Analisis struktur dilakukan dengan bantuan program ETABS.

2.3.2.3 Perencanaan Fondasi

Kombinasi pembebanan yang dipakai dalam perencanaan fondasi adalah berdasarkan metode tegangan izin adalah sesuai dengan SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019 sebagai berikut:

- Kombinasi 1 = $D + L$
- Kombinasi 2 = $(1 + 0.14S_{DS})D \pm 0.7\rho E + H$
- Kombinasi 3 = $(1 + 0.105S_{DS})D + 0.75L \pm 0.525\rho E + H$
- Kombinasi 4 = $(0.6 - 0.14S_{DS})D \pm 0.7\rho E + H$
- Kombinasi 5 = $(1 + 0.105S_{DS})D + 0.75L \pm 0.525E_m + H$
- Kombinasi 6 = $(0.6 - 0.14S_{DS})D \pm 0.7E_m + H$
- Kombinasi 7 = $D + 0.75L + 0.75W$
- Kombinasi 8 = $0.6D + W$

Keterangan:

E = beban gempa rencana pada struktur bawah = $E_{lower} + E_b + E_w$

E_m = beban gempa kuat pada struktur bawah = $\Omega_o E_{upper} + E_{bm} + E_{wm}$

Ω_o = faktor kuat lebih struktur atas

S_{DS} = percepatan spektral desain untuk periode pendek

H = tekanan tanah lateral statik

ρ = faktor redundansi, pada bangunan ini nilainya 1.3

Kombinasi 2 s.d. 4 telah memperhitungkan pengaruh gempa vertikal dan faktor redundansi (ρ). Sedangkan kombinasi 5 s.d. 6 memperhitungkan pengaruh gempa kuat.

Catatan:

- Daya dukung izin fondasi untuk kondisi beban 2 s.d. 4 dan 7 s.d. 8 diambil sebesar 1.30 x daya dukung izin untuk kondisi beban tetap.
- Daya dukung izin fondasi untuk kondisi beban 5 dan 6 diambil sebesar 1.56 x daya dukung izin untuk kondisi beban tetap.
- Momen guling pada dasar fondasi telapak atau *pile cap* akibat gempa dapat direduksi sebesar 10% jika analisis struktur menggunakan metode analisis dinamik respons spektrum dengan perletakan jepit (*fixed base*).

2.3.2.4 Struktur Bawah

Untuk perencanaan struktur bawah, juga ditinjau kombinasi pembebanan terhadap tekanan tanah dan/atau air tanah yaitu:

- Kombinasi 1 = $1.4D$
- Kombinasi 2 = $1.2D + 1.6L$
- Kombinasi 3 = $(1.2 + 0.2S_{DS})D + L \pm \rho E_x \pm 0.3\rho E_y$
- Kombinasi 4 = $(1.2 + 0.2S_{DS})D + L \pm \rho E_y \pm 0.3\rho E_x$
- Kombinasi 5 = $(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm \rho E_x \pm 0.3\rho E_y$
- Kombinasi 6 = $(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm \rho E_y \pm 0.3\rho E_x$
- Kombinasi 7 = $(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm \rho E_y \pm 0.3\rho E_x + 1.6H$
- Kombinasi 8 = $(1 + 0.14S_{DS})D \pm 0.7\rho E + H + F$
- Kombinasi 9 = $(1 + 0.105S_{DS})D + 0.75L \pm 0.525\rho E + H + F$
- Kombinasi 10 = $(0.6 + 0.14S_{DS})D \pm 0.7\rho E + H$
- Kombinasi 11 = $1.2D + 1.6W + L$
- Kombinasi 12 = $0.9D + 1.6W$

dengan beban gempa struktur bawah sebagai berikut:

$$E = E_{lower} + E_b + E_w$$

E_{lower} adalah beban gempa pada struktur bawah akibat struktur atas pada analisis struktur dua tahap, di mana:

$$E_{lower} = \frac{R_{upper}/\rho_{upper}}{R_{lower}/\rho_{lower}} E_{upper} \geq 1.5E_{upper}$$

Sedangkan pada analisis satu tahap nilai E_{lower} yang digunakan untuk desain struktur di bawah taraf penjepitan lateral diambil sebesar 1.5 kali gaya gempa pada struktur atas.

E_b adalah beban gempa inersia struktur bawah akibat gempa rencana, sesuai konsensus TPKB untuk sementara ini diambil sebagai berikut:

$$E_b = 0.044S_{DS}I_eW_b$$

E_w adalah beban tekanan tanah (E_{ws}) dan air tanah (E_{wh}) pada dinding basement akibat percepatan tanah dari gempa rencana, yaitu percepatan tanah gempa MCE_R dibagi 1.5 dengan persamaan sebagai berikut:

$$E_w = E_{ws} + E_{wh}$$

E_{ws} dihitung berdasarkan persamaan dari Ostadan (2005) dan E_{wh} dihitung dengan persamaan Westergaard di mana:

D = beban mati

L = beban hidup

E_x = beban gempa arah X

E_y = beban gempa arah y

H = beban tekanan tanah statik

F = beban tekanan air tanah statik

ρ = faktor redundansi, pada bangunan ini nilainya 1.3

Selain kombinasi beban di atas, kombinasi beban berikut ini juga digunakan pada komponen struktur bawah yang harus didesain terhadap gempa kuat lebih:

- Kombinasi 1 = $(1.2 + 0.2S_{DS})D + L \pm E_{mx} \pm 0.3E_{my}$
- Kombinasi 2 = $(1.2 + 0.2S_{DS})D + L \pm 0.3E_{mx} \pm E_{my}$
- Kombinasi 3 = $(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm E_{mx} \pm 0.3E_{my}$
- Kombinasi 4 = $(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm 0.3E_{mx} \pm E_{my}$

dengan:

$$E_m = \Omega_o E_{upper} + E_{bm} + E_{wm}$$

di mana:

E_{upper} = beban gempa pada struktur atas

Ω_o = faktor kuat lebih struktur atas

E_{bm} = beban gempa inersia struktur bawah akibat gempa $MCE_R = 1.5 \times E_b$

E_{wm} = beban tekanan tanah dan air tanah pada dinding basement akibat gempa $MCE_R = 1.5 \times E_w$

Gaya-gaya aksial, momen, dan lateral terbesar untuk didapatkan melalui *envelope* dari semua kombinasi beban dan selanjutnya ditentukan kombinasi-kombinasi yang paling menentukan untuk kondisi beban statik, gempa nominal, dan gempa kuat.

2.4 Beban Gempa Struktur Bawah

Beban gempa pada struktur bawah terdiri atas komponen berikut ini:

- Beban gempa dari struktur atas
- Beban gempa dari gaya inersia struktur bawah sendiri
- Beban gempa akibat tekanan tanah sekelilingnya

Beban-beban gempa tersebut diperhitungkan untuk perencanaan struktur dinding geser, kolom, *tie beam*, *pile cap*, pada struktur bawah gedung.

2.4.1 Beban Gempa dari Struktur Atas

SNI 1726:2019 mensyaratkan bahwa struktur bawah tidak boleh gagal lebih dulu dari struktur atas, maka struktur bawah proyek ini diperhitungkan terhadap gempa MCER sebesar:

$$V_{lower} = \frac{R_{upper}/\rho_{upper}}{R_{lower}/\rho_{lower}} V_{upper} \geq 1.5 V_{upper}$$

Keterangan:

V_{lower} = pembebanan gempa nominal pada struktur bawah

R_{upper} = R struktur atas

ρ_{upper} = ρ struktur atas

R_{lower} = R struktur bawah

ρ_{lower} = ρ struktur bawah

V_{upper} = adalah pembebanan gempa nominal dari struktur atas

Maka, kolom dan balok yang berada di bawah lantai *semi basement* harus diperhitungkan terhadap beban gempa tersebut.

Sedangkan struktur *pile cap* harus diperhitungkan terhadap pengaruh gempa kuat, di mana:

$$V_m = \Omega_o V_{upper}$$

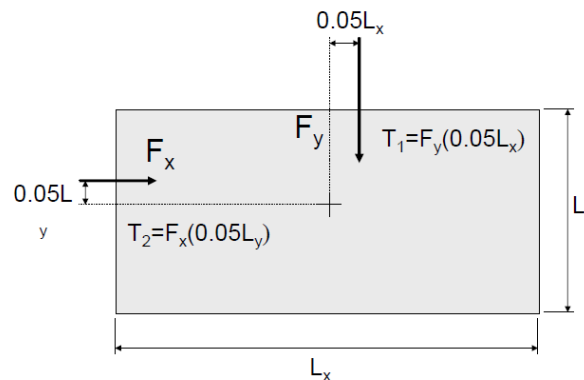
BAB 3

RANGKUMAN ANALISIS STRUKTUR ATAS

3.1 Massa Bangunan

Massa bangunan untuk keperluan analisis dinamis dan pembebanan gempa di ambil sebesar 100% beban mati termasuk beban partisi dan beban operasional total dari alat-alat permanen + 25% beban hidup permanen. Beban hidup permanen tidak diperhitungkan dalam massa gempa jika kontribusinya kurang dari 5% kali massa lantai. Massa yang diperhitungkan adalah seluruh massa di atas taraf penjepitan lateral.

3.2 Torsi Bawaan dan Torsi Tak Terduga



Untuk diafragma kaku, distribusi gaya lateral di setiap tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi bawaan:

$$M_t = F e_c$$

Keterangan:

F = gaya gempa pada tingkat yang ditinjau

e_c = eksentrisitas teoritis = jarak pusat massa dan pusat kekakuan

Kemudian, desain harus juga menyertakan pengaruh momen torsi tak terduga akibat perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya:

$$M_{ta} = F(e_c + 0.05L)$$

Keterangan:

F = dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan

Dalam model analisis struktur, momen torsi tersebut dimodelkan dengan menggeser pusat massa lantai sesuai dengan eksentrisitasnya, dalam hal ini dilakukan pada arah maksimum dan minimum untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar.

Beban gempa dengan momen torsi tak terduga ini digunakan untuk pemeriksaan simpangan lantai dan untuk perhitungan pembesaran momen torsi tak terduga, jika diperlukan.

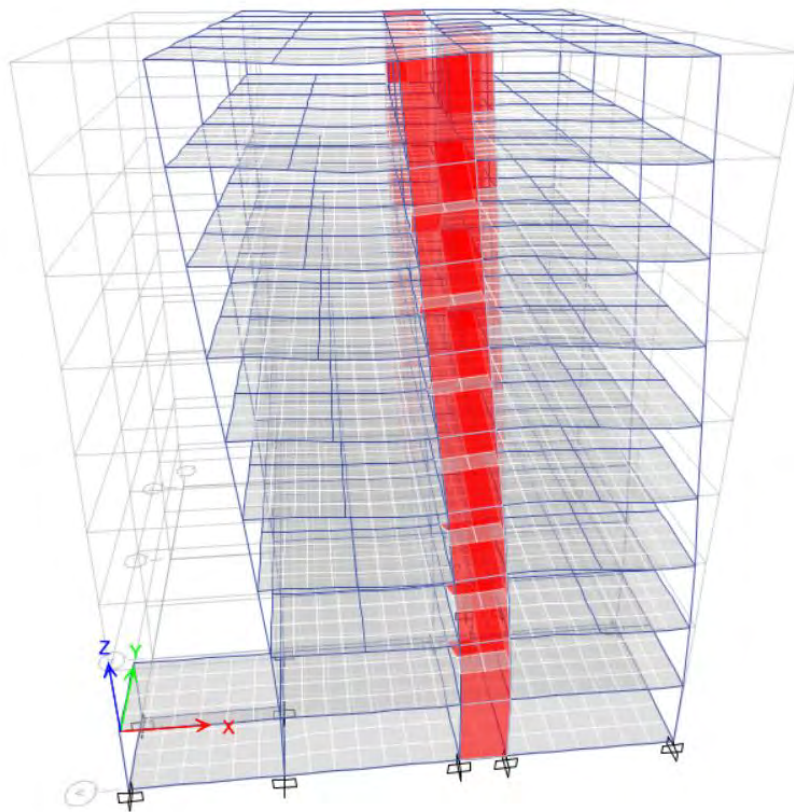
3.3 Kontrol Hasil Analisis Dinamik

3.3.1 Kontrol Ragam Translasi

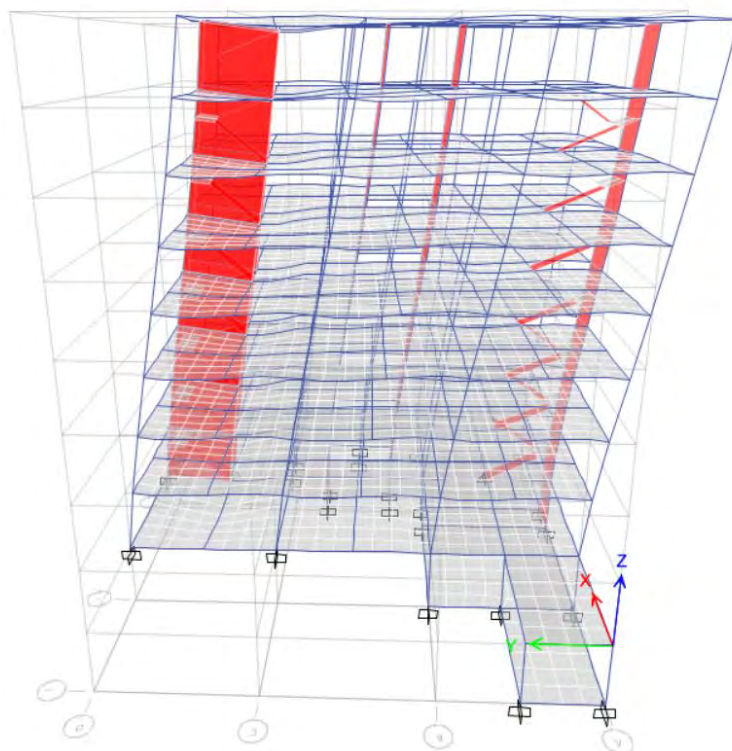
Partisipasi massa untuk ragam pertama adalah dalam arah X dan partisipasi massa untuk ragam kedua adalah dalam arah Y. Ragam rotasi terjadi pada ragam ketiga. Maka ragam rotasi tidak terjadi pada ragam dasar.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal 1		1.393	0.5617	0.0001	0	0.5617	0.0001	0	0.0001	0.3313	0.0887	0.0001	0.3313	0.0887
Modal 2		1.128	0.0073	0.6541	0	0.569	0.6542	0	0.3436	0.0052	0.0281	0.3437	0.3365	0.1168
Modal 3		1.062	0.0895	0.0416	0	0.6585	0.6957	0	0.0209	0.0643	0.5426	0.3646	0.4008	0.6595
Modal 4		0.341	0.12	0.0001	0	0.7785	0.6958	0	0.0002	0.1754	0.0269	0.3648	0.5762	0.6863
Modal 5		0.293	0.0003	0.1282	0	0.7788	0.824	0	0.2619	0.0004	0.0001	0.6267	0.5765	0.6864
Modal 6		0.253	0.037	0.0002	0	0.8158	0.8242	0	0.0005	0.0422	0.1237	0.6272	0.6188	0.8101
Modal 7		0.15	0.0432	0.0001	0	0.859	0.8242	0	0.0001	0.0651	0.0103	0.6273	0.6839	0.8204
Modal 8		0.136	0.0001	0.0421	0	0.8591	0.8664	0	0.0629	0.0001	0.000002134	0.6902	0.684	0.8204
Modal 9		0.119	0.0105	0.000004617	0	0.8696	0.8664	0	0.000001114	0.0134	0.043	0.6902	0.6974	0.8634
Modal 10		0.093	0.0013	0.0174	0	0.8709	0.8838	0	0.0353	0.0025	0.0003	0.7255	0.6999	0.8637
Modal 11		0.091	0.0194	0.0009	0	0.8903	0.8847	0	0.0018	0.0376	0.0044	0.7273	0.7375	0.8681
Modal 12		0.08	0.0038	0.0001	0	0.8941	0.8848	0	0.0003	0.0059	0.0238	0.7276	0.7434	0.8919
Modal 13		0.076	0.0001	0.0098	0	0.8942	0.8946	0	0.018	0.0003	0.00001045	0.7456	0.7437	0.8919
Modal 14		0.07	0.0008	0.005	0	0.895	0.8996	0	0.0113	0.0019	0.0144	0.7568	0.7456	0.9063
Modal 15		0.067	0.0085	0.0014	0	0.9035	0.9011	0	0.0031	0.0164	0.0001	0.7599	0.762	0.9063
Modal 16		0.066	0.0002	0.0033	0	0.9037	0.9044	0	0.0068	0.0004	0.0001	0.7667	0.7624	0.9064
Modal 17		0.063	0.0019	0.0002	0	0.9056	0.9046	0	0.0005	0.0032	0.0062	0.7672	0.7656	0.9127
Modal 18		0.059	5.627E-06	0.0023	0	0.9056	0.9069	0	0.0044	0.0000115	0	0.7716	0.7656	0.9127
Modal 19		0.056	0.0036	0.0002	0	0.9092	0.9071	0	0.0003	0.0077	0.0013	0.7719	0.7733	0.914
Modal 20		0.055	1.904E-05	0.0006	0	0.9092	0.9077	0	0.0012	0.00004084	0.000002433	0.7732	0.7733	0.914
Modal 21		0.054	0.0015	0.00003245	0	0.9107	0.9077	0	0.0001	0.0029	0.003	0.7732	0.7762	0.9169
Modal 22		0.05	0.0014	0.0001	0	0.9121	0.9078	0	0.0002	0.0031	0.001	0.7734	0.7792	0.9179
Modal 23		0.049	0.0008	0.0000177	0	0.9129	0.9078	0	0.00003507	0.0015	0.0012	0.7734	0.7807	0.9191
Modal 24		0.048	2.516E-05	0	0	0.9129	0.9078	0	0	0.00002494	0.00003922	0.7734	0.7808	0.9192
Modal 25		0.047	0.0004	0.00002188	0	0.9134	0.9078	0	0.00004747	0.0009	0.0002	0.7735	0.7817	0.9194
Modal 26		0.046	9.131E-06	0.000006178	0	0.9134	0.9079	0	0.00001408	0.000029	0.0001	0.7735	0.7817	0.9195
Modal 27		0.046	0.0003	0.000001155	0	0.9136	0.9079	0	0.00000184	0.0004	0.0003	0.7735	0.7822	0.9198
Modal 28		0.043	0.0005	0.000001476	0	0.9142	0.9079	0	0.000004078	0.0009	0	0.7735	0.7831	0.9198
Modal 29		0.042	0	0	0	0.9142	0.9079	0	0	0	0.000007873	0.7735	0.7831	0.9198
Modal 30		0.042	1.235E-05	0.000002418	0	0.9142	0.9079	0	0.000003427	0.0000421	0.0001	0.7735	0.7832	0.9199
Modal 31		0.04	0.0003	0.000004679	0	0.9144	0.9079	0	0.00000882	0.0007	0.0006	0.7735	0.7838	0.9204
Modal 32		0.039	0.0016	0.000002106	0	0.916	0.9079	0	0.000007238	0.0033	0.0004	0.7735	0.7871	0.9208
Modal 33		0.038	0.0005	0	0	0.9165	0.9079	0	0	0.0012	0.0012	0.7735	0.7883	0.922
Modal 34		0.036	0.0036	0.000009575	0	0.9201	0.9079	0	0.0000199	0.0086	0.0054	0.7736	0.7969	0.9274
Modal 35		0.036	0.0032	0.000003909	0	0.9233	0.9079	0	0.00000629	0.0072	0.0034	0.7736	0.8041	0.9308
Modal 36		0.035	0.0001	0.000004332	0	0.9234	0.9079	0	0.00001065	0.0002	0.0002	0.7736	0.8044	0.9309

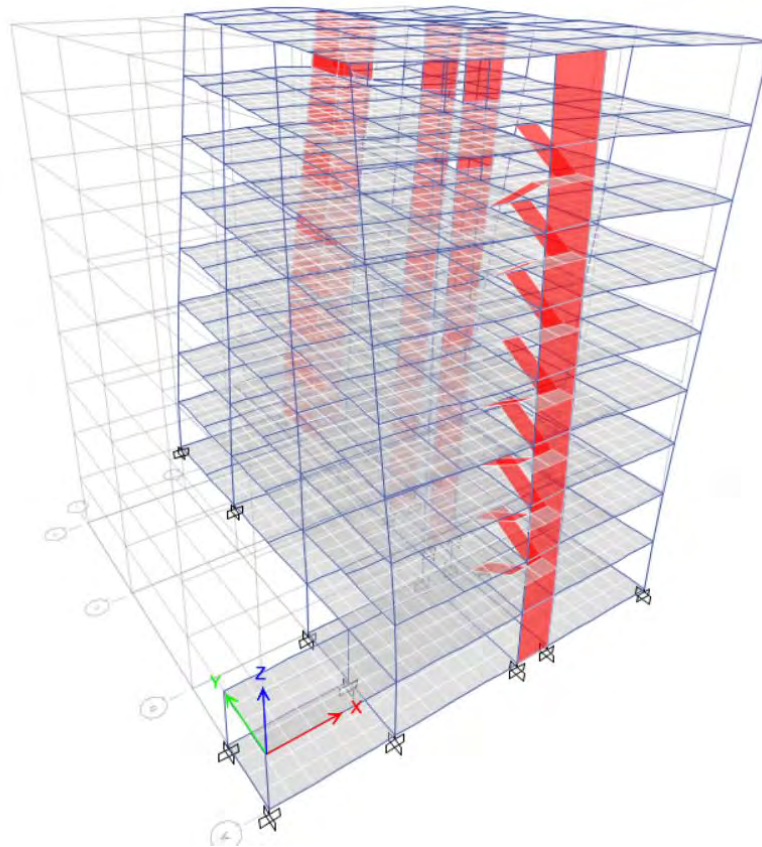
Analisis Ragam



Mode 1 Bangunan (Translasi)



Mode 2 Bangunan (Translasi)



Mode 3 Bangunan (Rotasi)

Berdasarkan hasil tabel di atas, dapat disimpulkan bahwa mode 1 dan 2 bangunan mengalami translasi.

3.3.2 Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental, T dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis.

Batas waktu getar alami gedung untuk menentukan gaya geser dasar tidak boleh melebihi dari:

$$T_{max} = C_u T_a \text{ (detik)}$$

Keterangan:

C_u = koefisien untuk batas atas waktu getar, $S_{D1} \geq 0.4$ maka $C_u = 1.4$

T_a = pendekatan waktu getar alami (detik)

Pendekatan waktu getar alami minimum dihitung dari:

$$T_a = C_t h_n^x \text{ (detik)}$$

Keterangan:

C_t = 0.0466 (rangka beton pemikul momen)

x = 0.9 (rangka beton pemikul momen)

T_a = ketinggian struktur dari taraf penjepitan (m)

Jika waktu getar yang didapat dari analisis dinamik, T_d lebih besar dari T_{max} , maka yang digunakan adalah T_{max} . Jika waktu getar yang didapat dari analisis dinamik, T_d lebih kecil dari T_a , maka yang digunakan adalah T_a .

3.3.3 Analisis Statik Linier

Gaya geser dasar statik, V dihitung sebelum analisis respons spektrum dilakukan. Gaya geser dasar statik ini digunakan sebagai kontrol faktor skala terhadap gaya geser dasar dinamik.

Gaya geser dasar statik dihitung berdasarkan persamaan (27) s.d. (30) dari SNI 1726:2019, yaitu:

$$V = C_s W$$

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

$$C_s \geq 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif (kN)

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

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

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Maka gaya gempa lateral statik ekuivalen pada setiap lantai dihitung dengan persamaan (36) dan (37) dari SNI 1726:2019 sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} V_1$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V_1 = gaya geser dasar statik ekuivalen

w_i, w_x = bagian dari berat seismik efektif yang ditempatkan pada tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur, di mana

$k = 1$ jika $T_1 \leq 0.5$ detik dan $k = 2$ jika $T_1 \geq 2.5$ detik

Distribusi gaya gempa ini dilakukan otomatis dalam ETABS dengan memasukkan *user coefficient* pada fitur *auto seismic load ASCE 7-16*.

3.3.4 Analisis Dinamik Respons Spektrum Linier

Analisis dinamik respons spektrum dilakukan terhadap model analisis struktur untuk mendapatkan distribusi gaya geser tingkat respons spektrum dengan menggunakan aturan kombinasi ragam CQC (*Complete Quadratic Combination*) karena waktu getar ragam kedua dan ketiganya berdekatan yaitu $< 15\%$.

Maka, jumlah ragam tersebut cukup untuk memobilisasikan lebih dari 90% dari massa bangunan.

Analisis dinamik respons spektrum dilakukan pada kedua arah sumbu utama bangunan.

Analisis dinamik ini dilakukan dua kali dengan faktor skala yang berbeda, yaitu untuk pemeriksaan simpangan lateral antar tingkat dan untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dan reaksi perletakan akibat gempa dinamik.

Faktor pembesaran torsi tidak dimasukkan karena analisis linier dinamik telah dilakukan dengan *offset* pusat massa sebesar 5% dari dimensi bangunan.

3.3.5 Kontrol Simpangan Lateral Antar Tingkat

Khusus untuk pemeriksaan simpangan lateral antar tingkat, nilai koefisien C_s untuk perhitungan V_1 pada faktor skala simpangan harus diambil dari persamaan (31) dari SNI 1726:2019, yaitu:

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\frac{R}{I_e}}$$

Keterangan:

S_1 = parameter percepatan spektrum respons MCER pada periode 1 detik

Maka, simpangan antar lantai pada kondisi beban ultimit dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} F S_{drift}$$

Keterangan:

C_d = faktor pembesaran defleksi = 5.5 untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus

δ_{xe} = simpangan antar lantai maksimum dari analisis dinamik

I_e = faktor keutamaan = 1 untuk Kategori Risiko II

Batas simpangan maksimum adalah $0.020h_{sx}$ sesuai Tabel 20 SNI 1726:2019. Batas simpangan ini tidak perlu dikoreksi terhadap faktor redundansi, ρ karena struktur penahan gempa SRPMK beton bertulang.

3.3.6 Gaya Geser Tingkat Rencana

Gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala *drift*, yaitu:

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0.85V_1}{V_t} \geq 1.0$$

3.3.7 Kontrol Ketidakberaturan Horizontal

Pengecekan ketidakberaturan horizontal pada bangunan ini dilakukan sesuai pedoman dalam SNI 1726:2019.

3.3.7.1 Ketidakberaturan Torsi

Struktur gedung ini dianalisis dengan asumsi diafragma kaku, maka harus diperiksa kondisi ketidakberaturan torsinya.

Ketidakteraturan torsi **Tipe 1a** didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk torsi tak terduga di satu ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari **1.2** x simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Ketidakberaturan torsi berlebihan **Tipe 1b** didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk torsi tak terduga di satu ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari **1.4** x simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
9	1.296	H.1a	1.086	OK
8	1.298	H.1a	1.073	OK
7	1.309	H.1a	1.066	OK
6	1.323	H.1a	1.06	OK
5	1.336	H.1a	1.054	OK
4	1.349	H.1a	1.048	OK
3	1.375	H.1a	1.047	OK
2	1.5	H.1b	1.061	OK
1	1.595	H.1b	1.883	H.1b

Pengecekan Ketidakberaturan Torsi untuk Arah X dan Y

3.3.7.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Perhitungan disajikan sebagai berikut:

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, bangunan ini tidak termasuk dalam kategori ketidakberaturan sudut dalam. Hal ini dapat diketahui dari nilai rasio P terhadap L untuk kedua arah sumbu bangunan yang bernilai lebih dari 15% pada arah sumbu X dan sumbu Y.

3.3.7.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Perhitungan disajikan sebagai berikut:

Syarat 1		
A_{total}	4167	m ²
A_{bukaan}	100	m ²
Cek	OK	

Berdasarkan hasil tabel di atas, bangunan ini tidak termasuk dalam kategori ketidakberaturan diskontinuitas diafragma. Hal ini dapat diketahui dari nilai rasio luasan bukaan terhadap luasan bruto pelat yang masih di bawah 50%.

3.3.7.4 Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus Bidang

Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Pada bangunan ini, semua kolom dan dinding geser terletak pada titik yang membentuk *grid* as bangunan (tanpa *offset*), sehingga bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan tipe ini.

3.3.7.5 Ketidakberaturan Sistem Non-Paralel

Ketidakberaturan sistem non-paralel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Pada bangunan ini, elemen vertikal pemikul gaya lateral (kolom dan dinding geser) tidak paralel terhadap sumbu ortogonal utama sistem, sehingga bangunan ini memiliki ketidakberaturan tipe ini. Konsekuensi yang harus diterapkan seperti prosedur kombinasi ortogonal, pemodelan secara 3D, dan penerapan analisis respons spektrum sudah diterapkan pada saat analisis.

3.3.8 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan horizontal, bangunan ini termasuk ke dalam ketidakberaturan sudut dalam dan ketidakberaturan sistem non-paralel. Konsekuensi akibat ketidakberaturan tersebut harus diterapkan pada bangunan ini dengan memperhatikan model struktur harus dianalisis secara tiga dimensi (Pasal 7.7.3), pemilihan metode analisis gempa (Tabel 16), simpangan antar tingkat (Pasal 7.12.1), pembesaran momen torsi tak terduga (Pasal 7.8.4.3), dan torsi (Pasal 11.3.4) berdasarkan SNI 1726:2019.

Simpangan antar tingkat juga telah dilakukan pengecekan terhadap beban layan gempa di bagian sebelumnya. Hasil menunjukkan bahwa simpangan antar tingkat masih memenuhi simpangan batas.

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
9	1.296	1.166	5.8%	1.423
8	1.298	1.170	5.9%	1.427
7	1.309	1.190	5.9%	1.452
6	1.323	1.216	6.1%	1.483
5	1.336	1.240	6.2%	1.512
4	1.349	1.264	6.3%	1.542
3	1.375	1.313	6.6%	1.602
2	1.500	1.563	7.8%	1.906
1	1.595	1.767	8.8%	2.155

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
1	1.883	2.462	12.3%	2.241

Bangunan ini memiliki ketidakberaturan torsi seperti yang ditunjukkan pada hasil di subbab 3.3.7.1, sehingga perlu diaplikasikan ke dalam program ETABS dengan nilai diatas ini.

3.3.9 Kontrol Redundansi

Faktor redundansi, ρ harus dikenakan pada sistem penahan gempa pada masing-masing arah orthogonal. Bangunan ini termasuk KDS D, maka secara umum faktor redundansi = 1.3.

Namun, ρ boleh diambil = 1.0 jika memenuhi persyaratan pasal 7.3.4.2 dari SNI 1726:2019, di mana pada setiap tingkat yang memikul lebih dari 35% daya geser dasar dalam arah yang ditinjau harus memenuhi persyaratan:

- Rangka Pemikul Momen: kehilangan tahanan momen di satu sambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi Tipe 1b.
- Dinding Geser: pelepasan satu dinding geser atau pier dinding dengan rasio $\frac{H_w}{l_w} \leq 1.0$ di semua tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau system yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi Tipe 1b.

3.3.10 Beban Angin

3.3.10.1 Beban Angin Rencana pada Sistem Struktur Utama

Beban angin pada struktur atas ditinjau terhadap persyaratan dari SNI 1727:2020, dengan parameter rencana sebagai berikut:

- Kecepatan angin dasar, $V = 43.4$ m/detik (HB 212-2002)
- Kategori bangunan IV
- Kategori eksposur = B (*Urban and Suburban Area*)
- Tinggi bangunan, $h = 23.43$ m
- Faktor topografi, $K_{zt} = 1.0$
- Faktor tekanan velositas, $K_z = 1.369$
- Faktor arah angin, $K_d = 0.85$

Beban angin tersebut adalah pada kondisi batas layan. Uji terowongan angin tidak diperlukan karena ketinggian bangunan < 200 m.

Frekuensi alami gedung bertingkat tinggi adalah < 1.0 Hz, maka *gust factor* untuk beban angin harus dihitung berdasarkan persamaan-persamaan untuk bangunan sensitif fleksibel, dengan faktor redaman, $\beta = 2\%$.

$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_z \sqrt{(g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2)}}{1 + 1.7g_v I_z} \right)$$

$$g_Q = g_v = 3.4$$

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}}$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47R_L)}$$

$$R_n = \frac{7.47N_1}{(1 + 10.3N_1)^{\frac{5}{3}}}$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{V_z}$$

$$R_h = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \text{ untuk } \eta = \frac{4.6n_1 h}{V_z} > 0$$

$$R_B = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \text{ untuk } \eta = \frac{4.6n_1 B}{V_z} > 0$$

$$R_L = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \text{ untuk } \eta = \frac{15.4n_1L}{V_z} > 0$$

$$V_z = b \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad V = 23.35 \text{ m/detik}$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{B + H}{L_z} \right)^{0.63}}}$$

Sedangkan tekanan velositas pada ketinggian z dihitung berdasarkan persamaan 27.3-1 dari SNI 1727:2020.

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Jika tekanan angin total pada setiap lantai adalah jumlah dari tekanan di muka dan di belakang angin, maka:

$$W = q_zGC_p + q_hGC_p$$

Keterangan:

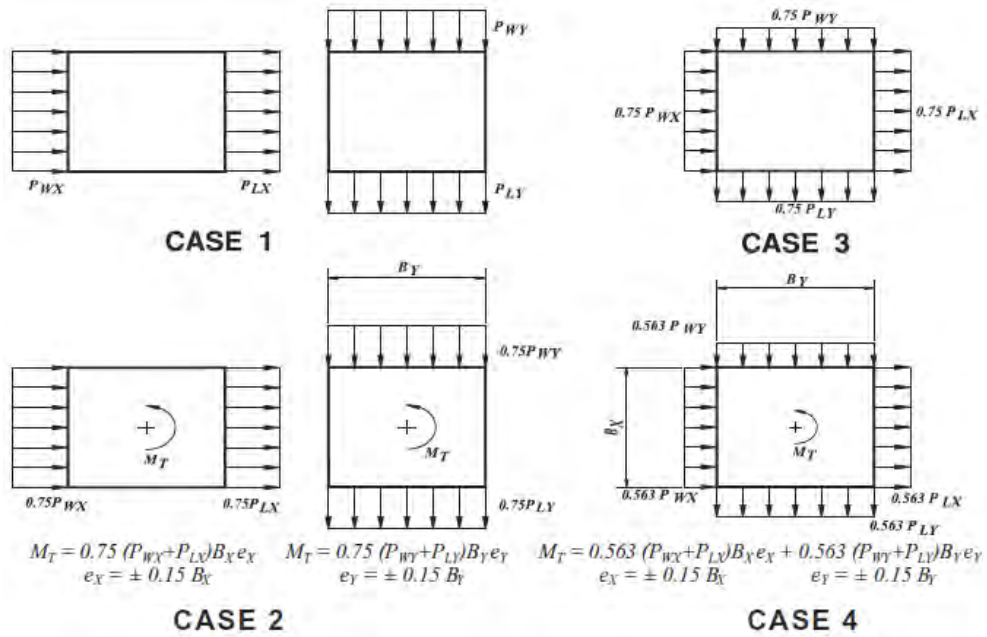
q_z = tekanan velositas pada setiap tingkat (kPa)

q_h = tekanan velositas pada tinggi gedung rata-rata (kPa)

Nilai C_p untuk muka angin dan belakang angin diambil sesuai dengan SNI 1727:2020 Gambar 27.4-1.

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	L/B	C_p	Use With
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Gaya geser dasar yang dicantumkan di atas adalah berdasarkan arah angin dari Kasus 1 seperti dimaksud dalam SNI 1727:2019 Gambar 27.4-8 sebagai berikut:



Di mana:

- Kasus 1 adalah tekanan penuh dari angin desain bekerja pada luasan terproyeksi tegak lurus terhadap setiap sumbu utama struktur, ditinjau secara terpisah di setiap sumbu utama.
- Kasus 2 adalah $\frac{3}{4}$ dari tekanan angin desain bekerja pada luasan terproyeksi tegak lurus terhadap setiap sumbu utama struktur yang bersamaan dengan momen torsi sebesar 15% lebar gedung, ditinjau secara terpisah di setiap sumbu utama.
- Kasus 3 adalah beban angin seperti kasus 1, tetapi ditinjau bersama-sama sebesar $\frac{3}{4}$ dari nilai yang ditentukan.
- Kasus 4 adalah beban angin seperti kasus 2, tetapi ditinjau bersama-sama sebesar $\frac{3}{4}$ dari nilai yang ditentukan.

Keempat kasus tersebut dimodelkan ke dalam analisis struktur, di mana gaya angin pada setiap diafragma dihitung dengan menggunakan fasilitas *auto wind load* ASCE 7-16 dengan parameter yang sudah dihitung di atas.

BAB 4

PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR ATAS

Bab ini hanya menyajikan perencanaan struktur dari beberapa komponen struktur atas, yang terdiri atas:

1. Struktur sekunder, terdiri atas:
 - Pelat lantai satu arah
 - Pelat lantai dua arah
 - Tangga
2. Struktur primer, terdiri atas:
 - Balok dan kolom SRPMK

4.1 Perhitungan Struktur Beton Bertulang Sekunder

4.1.1 Pelat Lantai Dua Arah (Dengan Balok)

Pelat lantai dua arah digunakan pada lantai tipikal tower dan podium. Pelat lantai diperhitungkan sebagai pelat dua arah jika rasio sisi panjang terhadap sisi pendeknya kurang dari 2.5. Tebal minimum pelat lantai dibatasi sesuai Bab 11.5.3.3 SNI 2847:2019:

- Tebal pelat, h minimal 125 mm
- Jika $0.2 < \alpha_m \leq 2.0$ maka tebal minimal pelat,

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 120 \text{ mm}$$

- Jika $\alpha_m > 2.0$ maka tebal minimal pelat,

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

Keterangan:

- l_n = panjang bentang bersih pelat (m)
 f'_c = kuat tekan silinder beton umur 28 hari (kPa)
 f_y = kuat leleh baja tulangan (kPa)
 β = rasio bentang panjang dibagi bentang pendek pelat
 α_m = adalah nilai rata-rata rasio kekakuan lentur balok terhadap pelat untuk semua balok pada tepi-tepi suatu panel pelat lantai. Lihat Bab 15.2 SNI 03-2849-2019.

Jika tidak dihitung dengan analisa struktur, maka momen-momen dalam pelat dua arah dihitung berdasarkan koefisien-koefisien dalam Tabel 13.3.2 PBI 1971 yang berlaku untuk pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata, dalam kondisi terjepit elastis di keempat sisinya.

Tabel 13.3.2
Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

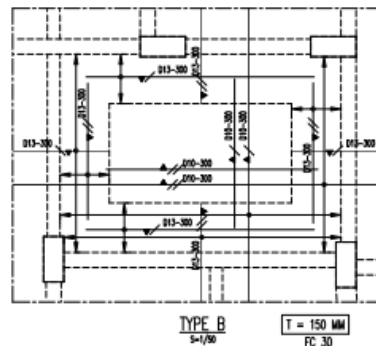
ly/lx			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5	
I		(Mlx) = 0,001 qlx ² X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	34	32	32	25
II		(Mlx) = -	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	35	34	34	34	34	34	13
		(Mty) = 0,001 qly ² X	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	35	34	34	34	34	34	38
III		(Mlx) = -	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88	89	90	91	92	92	94	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	48	50	51	51	51	51	50	50	49	49	49	49	48	48	47	47	19	
		(Mty) = 0,001 qly ² X	48	50	51	51	51	51	50	50	49	49	49	49	48	48	47	47	56	
IVA		(Mlx) = 0,001 qlx ² X	22	28	34	41	48	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	79	25
		(Mty) = 0,001 qly ² X	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	79	75
IVB		(Mlx) = -	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63	63	63	63	63	63	63	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	13	
		(Mty) = 0,001 qly ² X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	13	
VA		(Mlx) = 0,001 qlx ² X	31	38	45	53	59	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	80	79	79	79	79	25
		(Mty) = 0,001 qly ² X	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	80	79	79	79	79	75
VB		(Mlx) = -	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90	91	91	92	92	93	94	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	12	
		(Mty) = 0,001 qly ² X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	12	
VIA		(Mlx) = 0,001 qlx ² X	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	85	86	87	88	89	90	54	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50	49	49	48	48	48	19	
		(Mty) = 0,001 qly ² X	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50	49	49	48	48	48	56	
VIB		(Mlx) = -	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62	63	63	63	63	63	63	
		(Mly) = 0,001 qly ² X	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	34	33	33	33	33	
		(Mty) = 0,001 qly ² X	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	34	33	33	33	33	

— = Tergantung bebas
— = Menurus atau terjepit elastis

Momen dalam Pelat Persegi yang Menumpu pada Keempat Sisinya (PBI 1971)

Beban kombinasi yang digunakan adalah no. 1, 2 dan 9 sesuai dalam bab sebelumnya.

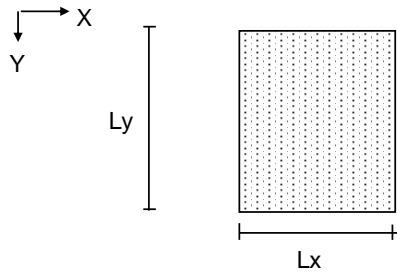
Pembesian pelat lantai pada kedua arah dihitung dengan menggunakan metode perhitungan kuat lentur penampang persegi dengan tulangan tunggal, sesuai persyaratan dalam Bab 12 SNI 2847:2019, dengan memenuhi persyaratan tulangan susut, yaitu minimal 0.20% dari luas bruto penampang, seperti dijelaskan dalam bagian sebelumnya.



Contoh Pembesian Pelat Dua Arah

Pembesian pelat lantai dua arah sama dengan pembesian pelat lantai satu arah.
Seluruh perhitungan tersebut di atas dilakukan dalam *spreadsheet* Excel.

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Hall Koridor Lt. 1
 Tipe Pelat = II
 Tebal Pelat = 15 cm
 Ly = 4.20 m
 Lx = 4.00 m
 Ly/Lx = 1.05 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton	=	0.15 x 2400	=	360.0 kg/m ²
Plafond	=	20	=	20.0 kg/m ²
Mortar	=	3 x 21	=	63.0 kg/m ²
Keramik	=	1 x 24	=	24.0 kg/m ²
				467.0 kg/m ²

LL Live Load = 479 kg/m²

$$W_u = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL = 1326.8 \text{ kg/m}^2$$

Gaya-gaya Dalam

$$M_{lx} = 0.039 \times 1327 \times 4.00^2 = 827.92 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.037 \times 1327 \times 4.00^2 = 774.85 \text{ kgm}$$

Mutu Beton

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

Penulangan Arah X

Dia X = mm ⇒

fy =	400 Mpa
dx =	25 mm
As req =	219 mm ²
As min =	216 mm ²

Gunakan Ø10-340 (As=231) → As req OK!

Penulangan Arah Y

Dia Y = mm ⇒

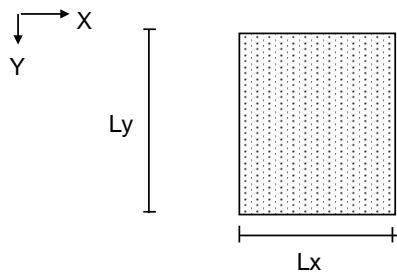
fy =	400 Mpa
dy =	25 mm
As req =	224 mm ²
As min =	198 mm ²

Gunakan Ø10-340 (As=231) → As req OK!

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Toilet Lt.1

Tipe Pelat = II

Tebal Pelat = 15 cm

Ly = 4.20 m

Lx = 4.00 m

Ly/Lx = 1.05 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton = 0.15 x 2400 = 360.0 kg/m²

Plafond = 20 = 20.0 kg/m²

Mortar = 3 x 21 = 63.0 kg/m²

Keramik = 1 x 24 = 24.0 kg/m²

467.0 kg/m²

LL Live Load = 289 kg/m²

Wu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 1022.8 kg/m²

Gaya-gaya Dalam

Mlx = 0.039 x 1023 x 4.00² = 638.23 kgm

Mly = 0.037 x 1023 x 4.00² = 597.32 kgm

Mutu Beton

fc' = 25 Mpa

Penulangan Arah X

Dia X = mm ⇒
 fy = 400 Mpa
 dx = 25 mm
 As req = 168 mm²
 As min = 216 mm²

Gunakan Ø10-360 (As=218) → Use As min !

Penulangan Arah Y

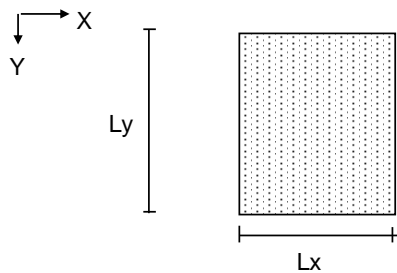
Dia Y = mm ⇒
 fy = 400 Mpa
 dy = 25 mm
 As req = 172 mm²
 As min = 198 mm²

Gunakan Ø10-380 (As=207) → Use As min !

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Ruangan Lt.1

Tipe Pelat = II

Tebal Pelat = 15 cm

Ly = 4.00 m

Lx = 4.00 m

Ly/Lx = 1.00 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton = 0.15 x 2400 = 360.0 kg/m²

Plafond = 20 = 20.0 kg/m²

Mortar = 3 x 21 = 63.0 kg/m²

Keramik = 1 x 24 = 24.0 kg/m²

467.0 kg/m²

LL Live Load = 192 kg/m²

Wu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 867.6 kg/m²

Gaya-gaya Dalam

Mlx = 0.036 x 867.6 x 4.00² = 499.74 kgm

Mly = 0.036 x 867.6 x 4.00² = 499.74 kgm

Mutu Beton

fc' = 25 Mpa

Penulangan Arah X

Dia X = mm →

fy = 400 Mpa

dx = 25 mm

As req = 131 mm²

As min = 216 mm²

Gunakan Ø10-360 (As=218) → Use As min !

Penulangan Arah Y

Dia Y = mm →

fy = 400 Mpa

dy = 25 mm

As req = 144 mm²

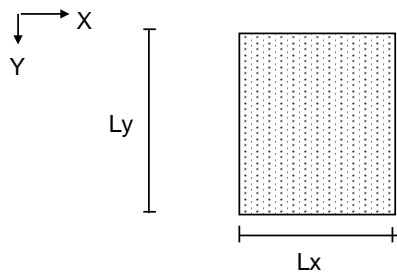
As min = 198 mm²

Gunakan Ø10-380 (As=207) → Use As min !

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Ruang Tata Boga

Tipe Pelat = II
 Tebal Pelat = 15 cm
 Ly = 4.00 m
 Lx = 4.00 m
 Ly/Lx = 1.00 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton	=	0.15 x 2400	=	360.0 kg/m ²
Plafond	=	20	=	20.0 kg/m ²
Mortar	=	3 x 21	=	63.0 kg/m ²
Keramik	=	1 x 24	=	24.0 kg/m ²
				467.0 kg/m ²

LL Live Load = 479 kg/m²

Wu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 1326.8 kg/m²

Gaya-gaya Dalam

Mlx = 0.036 x 1327 x 4.00² = 764.24 kgm
 Mly = 0.036 x 1327 x 4.00² = 764.24 kgm

Mutu Beton

fc' = 25 Mpa

Penulangan Arah X

Dia X = mm ⇒
 fy = 400 Mpa
 dx = 25 mm
 As req = 202 mm²
 As min = 216 mm²

Gunakan Ø10-360 (As=218) → Use As min !

Penulangan Arah Y

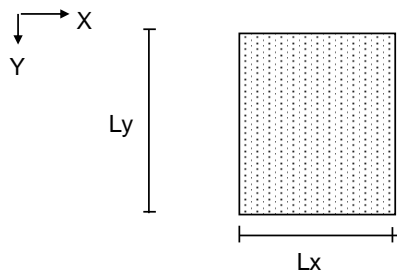
Dia Y = mm ⇒
 fy = 400 Mpa
 dy = 25 mm
 As req = 221 mm²
 As min = 198 mm²

Gunakan Ø10-340 (As=231) → As req OK!

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Hall Koridor
 Tipe Pelat = II
 Tebal Pelat = 12.5 cm
 Ly = 4.00 m
 Lx = 4.00 m
 Ly/Lx = 1.00 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton	=	0.13 x 2400	=	300.0 kg/m ²
Plafond	=	20	=	20.0 kg/m ²
Mortar	=	3 x 21	=	63.0 kg/m ²
Keramik	=	1 x 24	=	24.0 kg/m ²
				407.0 kg/m ²

LL Live Load = 383 kg/m²

$$W_u = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL = 1101.2 \text{ kg/m}^2$$

Gaya-gaya Dalam

$$M_{lx} = 0.036 \times 1101 \times 4.00^2 = 634.29 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.036 \times 1101 \times 4.00^2 = 634.29 \text{ kgm}$$

Mutu Beton

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

Penulangan Arah X

Dia X = mm →

fy =	400 Mpa
dx =	25 mm
As req =	213 mm ²
As min =	171 mm ²

Gunakan Ø10-360 (As=218) → As req OK!

Penulangan Arah Y

Dia Y = mm →

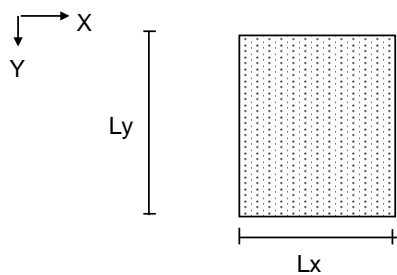
fy =	400 Mpa
dy =	25 mm
As req =	240 mm ²
As min =	153 mm ²

Gunakan Ø10-320 (As=246) → As req OK!

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Ruang Kelas/Guru

Tipe Pelat = II
 Tebal Pelat = 12.5 cm
 Ly = 4.00 m
 Lx = 4.00 m
 Ly/Lx = 1.00 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton	=	0.13 x	2400 =	300.0 kg/m ²
Plafond	=		20 =	20.0 kg/m ²
Mortar	=	3 x	21 =	63.0 kg/m ²
Keramik	=	1 x	24 =	24.0 kg/m ²
				407.0 kg/m ²

LL Live Load = 192 kg/m²

Wu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 795.6 kg/m²

Gaya-gaya Dalam

Mlx = 0.036 x 795.6 x 4.00² = 458.27 kgm
 Mly = 0.036 x 795.6 x 4.00² = 458.27 kgm

Mutu Beton

fc' = 25 Mpa

Penulangan Arah X

Dia X = mm ⇒ fy = 400 Mpa
 dx = 25 mm
 As req = 153 mm²
 As min = 171 mm²

Gunakan Ø10-440 (As=179) → Use As min !

Penulangan Arah Y

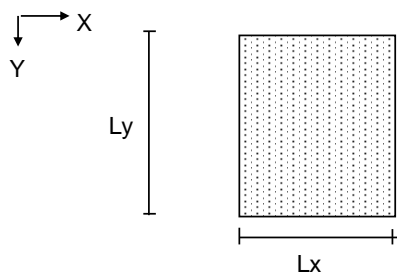
Dia Y = mm ⇒ fy = 400 Mpa
 dy = 25 mm
 As req = 172 mm²
 As min = 153 mm²

Gunakan Ø10-440 (As=179) → As req OK!

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Toilet
 Tipe Pelat = II
 Tebal Pelat = 12.5 cm
 Ly = 4.20 m
 Lx = 4.00 m
 Ly/Lx = 1.05 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton	=	0.13 x 2400	=	300.0 kg/m ²
Plafond	=	20	=	20.0 kg/m ²
Mortar	=	3 x 21	=	63.0 kg/m ²
Keramik	=	1 x 24	=	24.0 kg/m ²
				407.0 kg/m ²

LL Live Load = 289 kg/m²

$$W_u = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL = 950.8 \text{ kg/m}^2$$

Gaya-gaya Dalam

$$M_{lx} = 0.039 \times 950.8 \times 4.00^2 = 593.30 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.037 \times 950.8 \times 4.00^2 = 555.27 \text{ kgm}$$

Mutu Beton

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

Penulangan Arah X

Dia X = mm →

fy =	400 Mpa
dx =	25 mm
As req =	199 mm ²
As min =	171 mm ²

Gunakan Ø10-380 (As=207) → As req OK!

Penulangan Arah Y

Dia Y = mm →

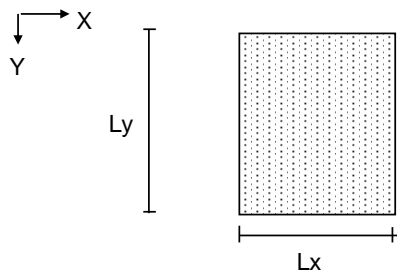
fy =	400 Mpa
dy =	25 mm
As req =	209 mm ²
As min =	153 mm ²

Gunakan Ø10-360 (As=218) → As req OK!

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

PERHITUNGAN PELAT LANTAI



Dak Atap

Tipe Pelat = II

Tebal Pelat = 12.5 cm

Ly = 4.00 m

Lx = 4.00 m

Ly/Lx = 1.00 → Two Way Slab

Pembebanan

DL Beton = 0.13 x 2400 = 300.0 kg/m²

Plafond = 20 = 20.0 kg/m²

Mortar = 3 x 21 = 63.0 kg/m²

Keramik = 1 x 24 = 24.0 kg/m²

407.0 kg/m²

LL Live Load = 96 kg/m²

Wu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 642 kg/m²

Gaya-gaya Dalam

Mlx = 0.036 x 642 x 4.00² = 369.79 kgm

Mly = 0.036 x 642 x 4.00² = 369.79 kgm

Mutu Beton

fc' = 25 Mpa

Penulangan Arah X

Dia X = mm →

fy = 400 Mpa

dx = 25 mm

As req = 123 mm²

As min = 171 mm²

Gunakan Ø10-440 (As=179) → Use As min !

Penulangan Arah Y

Dia Y = mm →

fy = 400 Mpa

dy = 25 mm

As req = 138 mm²

As min = 153 mm²

Gunakan Ø10-500 (As=157) → Use As min !

Untuk Tulangan Arah X, gunakan: D10 - 150

Untuk Tulangan Arah Y, gunakan: D10 - 150

4.1.2 Balok Anak

Balok-balok anak dimodelkan secara eksplisit dalam model analisa struktur ETABS, sehingga perencanaannya dilakukan dengan bantuan *post-processor Frame Design* dari ETABS berdasarkan metode perencanaan dari ACI 318-99, dengan nilai parameter desain yang telah disesuaikan dengan SNI 2847:2019, yaitu:

3. Beban kombinasi sesuai dalam Bab 2.1. di atas.
4. Faktor reduksi kekuatan sebagai berikut:
 - $\phi = 0.90$ untuk lentur
 - $\phi = 0.75$ untuk geser dan torsi

Metode perencanaan dari ACI 318-08 dipilih karena paling mendekati dengan persyaratan perencanaan dalam SNI 2847:2019. Detail dari metode perencanaan ini dapat dilihat dalam bab sebelumnya tentang perencanaan balok portal beton bertulang.

4.2 Perencanaan Elemen Struktur Utama

Elemen struktur utama terdiri atas:

- Rangka Portal Penahan Momen Khusus

Dasar-dasar perencanaan untuk setiap elemen struktur tersebut akan disajikan secara mendetail dalam bab ini.

4.2.1 Struktur Rangka Portal Penahan Momen Khusus (SRPMK)

Struktur Rangka Portal Penahan Khusus (SRPMK) itu sendiri terdiri atas beberapa komponen, yaitu:

- Balok daktail
- Kolom daktail, dengan desain kapasitas
- Kontrol Sambungan Balok-Kolom

SRPMK membentuk seluruh rangka perimeter, ditambah sebagian bentang interior.

4.2.1.1 Balok SRPMK

Seluruh balok pada portal perimeter dan sebagian balok interior direncanakan sebagai balok SRPMK.

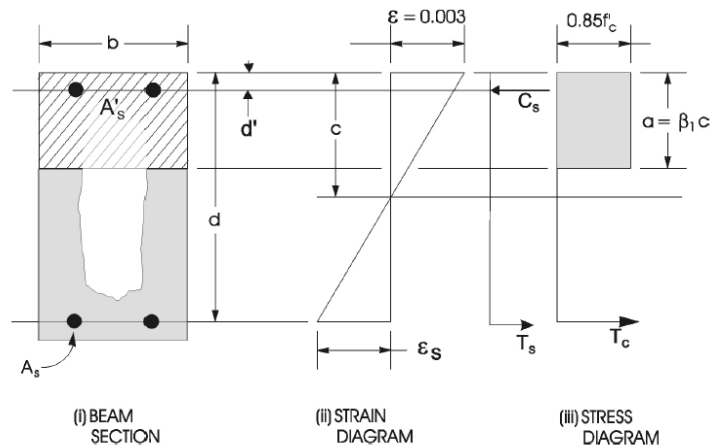
Perencanaan balok portal SRPMK dilakukan dengan bantuan *post-processor Frame Design* dari ETABS 20.3.2 berdasarkan metode perencanaan dari ACI 318-08, dengan nilai parameter desain yang telah disesuaikan dengan SNI 2847:2019, yaitu:

1. Beban kombinasi sesuai dalam bab sebelumnya di atas
2. Faktor reduksi kekuatan sebagai berikut:
 - $\phi = 0.9$ untuk lentur
 - $\phi = 0.75$ untuk geser dan torsi

Metode perencanaan dari ACI 318-08 dipilih karena paling mendekati dengan persyaratan perencanaan dalam SNI 2847:2019.

Perencanaan balok terdiri atas langkah-langkah berikut ini:

1. Menghitung luas tulangan lentur yang dibutuhkan



Perencanaan Penampang Balok Persegi

- Tinggi blok tekan dihitung dengan:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85f'_c\phi b}}$$

di mana:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right); 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c E_s}{\epsilon_c E_s + f_y} d = \frac{600}{600 + f_y} d$$

- Tinggi blok tekan maksimum adalah:

$$a_{max} = 0.75\beta_1 c_b$$

2. Jika $a \leq a_{max}$, maka tulangan tekan tidak diperlukan dan luas tulangan tarik perlu adalah:

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

3. Jika $a > a_{max}$, maka tulangan tekan diperlukan sebagai berikut:

- Gaya tekan pada beton saja adalah:

$$C = 0.85 f'_c b a_{max}$$

- Momen lentur yang dipikul oleh beton (tekan) dan baja tulangan (tarik) adalah:

$$M_{uc} = C \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) \phi$$

- Maka, momen lentur yang dipikul oleh baja tulangan tekan dan tarik adalah:

$$M_{us} = M_u - M_{uc}$$

- Maka, luas tulangan tekan perlu adalah:

$$A'_s = \frac{M_{us}}{f'_s (d - d') \phi}$$

$$f'_s = 0.003 E_s \left[\frac{c - d'}{c} \right]$$

- Luas tulangan tarik untuk mengimbangi gaya tekan pada beton adalah:

$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{\phi f_y \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)}$$

- Luas tulangan tarik perlu untuk mengimbangi gaya tekan pada tulangan tekan adalah:

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{\phi f_y (d - d')}$$

- Maka, luas tulangan tarik total perlu adalah:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

4. Luas tulangan tarik minimum dibatasi dengan:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d; \text{ dan}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

5. Khusus untuk balok pada Struktur Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK), maka berlaku ketentuan-ketentuan berikut pada perencanaan tulangan lenturnya:

- Batas tulangan maksimum adalah:

$$A_s \leq 0.025b_w d$$

- Luas tulangan positif di muka tumpuan minimal **1/2** kali luas tulangan negatifnya.
- Luas tulangan lentur di titik mana pun di sepanjang balok minimal **1/4** kali luas tulangan negatif/positif di muka tumpuan yang terbesar.

6. Menghitung kuat geser perlu yang diambil dari nilai yang terkecil antara:

- Gaya lintang akibat kuat lentur nominal balok pada ujung-ujungnya:

$$V_u = V_p + V_{D+L}$$

di mana:

$$V_p = \frac{M_{nL} + M_{nR}}{l_n}$$

di mana M_{nL} dan M_{nR} adalah kuat lentur di ujung kiri dan kanan balok yang dihitung berdasarkan kuat leleh baja tulangan sebesar $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan, $\phi = 1.0$.

7. Kuat geser nominal balok adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

Kuat geser beton (V_c) = 0 jika terjadi salah satu kondisi berikut ini:

- Gaya aksial terfaktor maksimum sangat kecil: $P_u < \frac{f'_c A_g}{20}$
- Bagian dari gaya geser akibat gempa, V_E lebih besar dari 50% dari gaya geser terfaktor di sepanjang balok: $V_E \geq 0.5V_u$

8. Maka, luas tulangan geser perlu dalam bentuk tulangan sengkang tertutup atau kait pengikat dengan spasi s adalah:

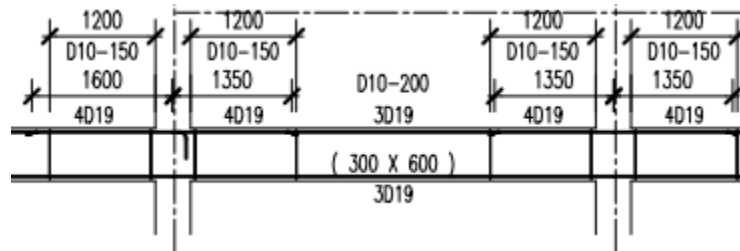
$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) s}{f_{ys} d}$$

di mana:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi = 0.75$$

9. Spasi maksimum sengkang tertutup dan kait pengikat pada rentang l_o dari muka hubungan balok-kolom untuk SRPMK tidak boleh melebihi yang terkecil dari:
- $8d_b$ atau $24d_{bs}$
 - $\frac{d}{4}$ atau 300 mm
10. Panjang l_o pada balok SRPMK tidak boleh kurang dari $2h_b$



Contoh Tulangan Balok SRPMK

Berikut merupakan tabel tulangan longitudinal dan tulangan transversal balok induk dan balok anak yang digunakan pada perencanaan bangunan gereja ini:

Lantai 1-5	B 30 x 50	Tumpuan Atas	4D19	3D10-100
		Tumpuan Bwh	4D19	
		Lapangan Atas	4D19	3D10-200
		Lapangan Bwh	4D19	
	B 30 x 70	Tumpuan Atas	7D22	3D10-100
		Tumpuan Bwh	3D22	
		Lapangan Atas	3D22	3D10-200
		Lapangan Bwh	7D22	
	Ba 20 x 50	Tumpuan Atas	5D16	2D10-100
		Tumpuan Bwh	3D16	
		Lapangan Atas	3D16	2D10-200
		Lapangan Bwh	5D16	
	Ba 25 x 50	Tumpuan Atas	3D16	2D10-100
		Tumpuan Bwh	3D16	
		Lapangan Atas	3D16	2D10-200
		Lapangan Bwh	3D16	
Ba 25 x 60	Tumpuan Atas	5D19	2D10-100	
	Tumpuan Bwh	3D19		
	Lapangan Atas	3D19	2D10-200	
	Lapangan Bwh	5D19		

Lantai 6-Dak	B 30 x 50	Tumpuan Atas	4D19	3D10-100
		Tumpuan Bwh	4D19	
		Lapangan Atas	4D19	3D10-200
		Lapangan Bwh	4D19	
	B 30 x 70	Tumpuan Atas	7D19	3D10-100
		Tumpuan Bwh	3D19	
		Lapangan Atas	3D19	3D10-200
		Lapangan Bwh	7D19	
	Ba 20 x 50	Tumpuan Atas	5D16	2D10-100
		Tumpuan Bwh	3D16	
		Lapangan Atas	3D16	2D10-200
		Lapangan Bwh	5D16	
	Ba 25 x 50	Tumpuan Atas	3D16	2D10-100
		Tumpuan Bwh	3D16	
		Lapangan Atas	3D16	2D10-200
		Lapangan Bwh	3D16	
Ba 25 x 60	Tumpuan Atas	5D16	2D10-100	
	Tumpuan Bwh	3D16		
	Lapangan Atas	3D16	2D10-200	
	Lapangan Bwh	5D16		

4.2.1.2 Kolom SRPMK

Seluruh kolom pada portal perimeter dan kolom-kolom podium direncanakan sebagai kolom SRPMK.

Perencanaan kolom yang menjadi bagian dari Struktur Rangka Portal Penahan Momen Khusus (SRPMK) dilakukan dengan bantuan *post-processor Frame Design* dari ETABS v.20.3.0 berdasarkan metode perencanaan dari ACI 318-14, dengan nilai parameter desain yang telah disesuaikan dengan SNI 2847:2019, yaitu:

1. Beban kombinasi sesuai dalam bab sebelumnya di atas
2. Faktor reduksi kekuatan sebagai berikut:
 - $\phi = 0.9$ untuk aksial tarik dan lentur
 - $\phi = 0.65$ untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur dengan sengkang biasa
 - $\phi = 0.7$ untuk aksial tekan, aksial tekan dan lentur dengan sengkang spiral
 - $\phi = 0.75$ untuk geser dan torsi

Metode perencanaan dari ACI 318-14 dipilih karena paling mendekati dengan persyaratan perencanaan dalam SNI 2847:2019.

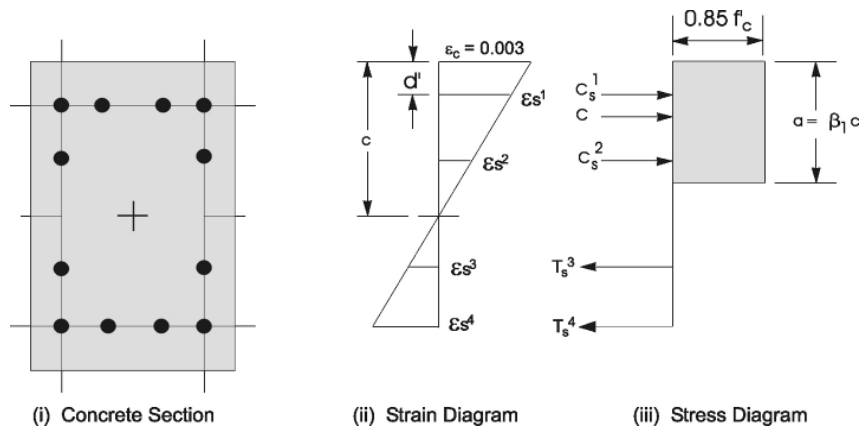
Perencanaan kolom terdiri atas langkah-langkah berikut ini:

3. Menghitung diagram interaksi aksial-lentur yang dibutuhkan.

4. Menghitung rasio kapasitas atau luas tulangan yang diperlukan terhadap beban aksial dan momen lentur (biaksial) ultimit terfaktor dari setiap kombinasi beban.
Menghitung kebutuhan tulangan geser kolom.

4.2.1.2.1 Diagram Interaksi Aksial-Lentur

Perhitungan diagram interaksi kolom dibuat berdasarkan prinsip kekuatan batas dalam ACI 318-14 Bab 10.3. Sebagai contoh, untuk penampang kolom segi empat perhitungan tegangan dan regangan pada penampang dilakukan dengan asumsi blok tegangan tekan berbentuk segi empat seperti dalam gambar berikut ini:



Idealisasi Distribusi Tegangan dan Regangan pada Penampang Kolom

Maka, gaya tekan maksimum pada kolom dibatasi sebesar $\phi P_{n(max)}$, yaitu:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

(untuk kolom dengan sengkang spiral)

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

(untuk kolom dengan sengkang biasa)

di mana:

$\phi = 0.70$ untuk kolom dengan sengkang spiral

$\phi = 0.65$ untuk kolom dengan sengkang biasa

Maka, dapat dibuat diagram interaksi aksial-lentur kolom seperti pada gambar berikut ini:

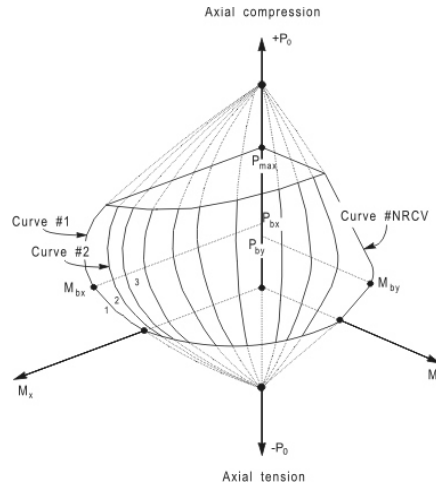


Diagram Interaksi Aksial-Lentur Kolom Tipikal

4.2.1.2.2 Perhitungan Kapasitas Aksial-Lentur Kolom

Program akan menghitung kapasitas kolom terhadap setiap kombinasi beban rencana, dengan tahapan-tahapan sebagai berikut:

1. Program menghitung beban kombinasi terfaktor untuk gaya aksial dan lentur ultimit: P_u , M_{ux} dan M_{uy} . Nilai momen lentur dicek terhadap persyaratan eksentrisitas minimum, yaitu $(0.06 + 0.03h)$ dalam satuan inci, di mana h = dimensi kolom pada arah lentur.
2. Program menghitung faktor pembesaran momen untuk kondisi bergoyang, δ_s dan tidak bergoyang, δ_{ns} adalah 1, karena analisa struktur telah dilakukan dengan analisa $P-\delta$ terhadap beban gravitasi.
3. Kemudian momen lentur tersebut dikalikan dengan faktor pembesaran momen untuk stabilitas kolom, yaitu:

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

di mana:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

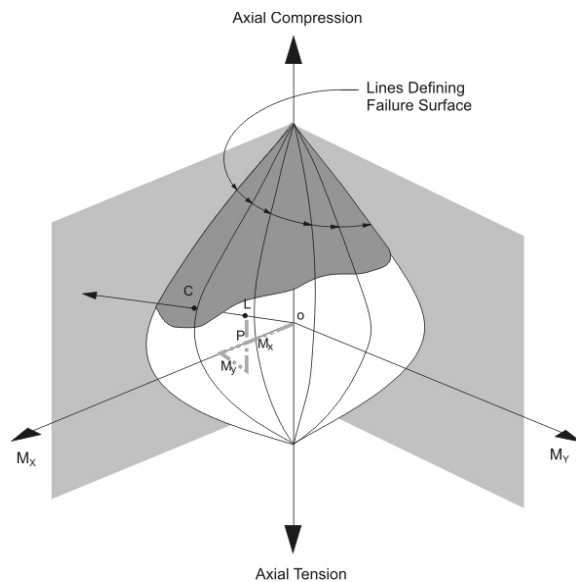
$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$\beta_d = \frac{P_{DL(max)}}{P_{u(max)}}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_a}{M_b} \geq 0.4$$

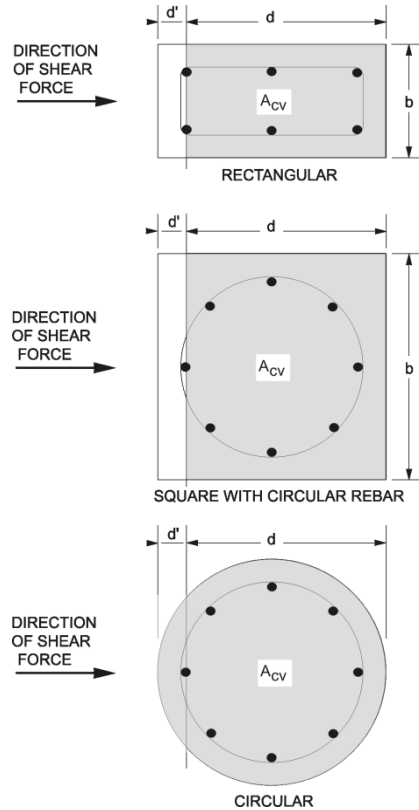
Di mana M_a dan M_b adalah momen pada ujung kolom, dan $M_b > M_a$. M_a/M_b adalah positif untuk lentur dengan kurvatur tunggal dan negatif untuk lentur dengan kurvatur ganda. Nilai C_m di atas berlaku jika tidak ada beban melintang yang bekerja pada kolom, jika demikian maka nilai $C_m = 1$.

4. Maka, rasio kapasitas, CR yaitu rasio dari beban-beban yang bekerja pada kolom dibanding dengan kapasitasnya dapat dihitung dengan menggunakan diagram interaksi aksial lentur yang dihitung sebelumnya. Dalam gambar berikut, rasio kapasitas, CR dihitung sebagai OL/OC . Jika $CR \leq 1.0$ maka kapasitas kolom telah memadai:



Representasi Geometrik dari Perhitungan Rasio Kapasitas Kolom

4.2.1.2.3 Tulangan Geser Kolom



Luas Penampang Efektif untuk Perhitungan Kuat Geser Kolom

Program akan menghitung kuat geser perlu dan kuat geser nominal kolom sesuai persyaratan untuk Struktur Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK), dengan tahap-tahap sebagai berikut:

1. Kuat geser perlu diambil dari nilai yang terkecil antara:
 - Gaya lintang akibat kuat lentur nominal kolom pada ujung-ujungnya:

$$V_u = V_p + V_{D+L}$$

di mana:

$$V_p = \frac{M_{nT} + M_{nB}}{h_n}$$

Di mana M_{nT} dan M_{nB} adalah kuat lentur di ujung atas dan bawah kolom yang dihitung berdasarkan kuat leleh baja tulangan sebesar $1.25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan, $\phi = 1.0$,

2. Kuat geser nominal kolom yang dibebani gaya aksial tekan adalah:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \leq 0.3\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.3N_u}{A_g}}$$

3. Kuat geser nominal kolom yang dibebani gaya aksial tarik adalah:

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3N_u}{A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \geq 0$$

di mana nilai N_u adalah (-) untuk tarik.

4. Kuat geser beton (V_c) = 0 jika terjadi salah satu dari kondisi berikut ini:

- Beban aksial terfaktor sangat kecil: $P_u < \frac{f'_c A_g}{20}$
- Bagian dari gaya geser akibat gempa, V_E lebih besar dari 50% dari gaya geser terfaktor di sepanjang kolom: $V_E \geq 0.5V_u$

5. Maka luas tulangan geser perlu dalam bentuk tulangan sengkang tertutup atau kait pengikat dengan spasi s adalah:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) s}{f_{ys} d}$$

di mana:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq \frac{2}{3}\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi = 0.75$$

6. Spasi maksimum sengkang tertutup dan kait pengikat pada rentang l_o dari muka hubungan balok-kolom untuk SRPMK tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- $6d_b$ atau $\frac{b_c}{4}$
- $s_x = 100 + \frac{350-h_x}{3}$; di mana $100 \text{ mm} \leq s_x \leq 150 \text{ mm}$

7. Panjang l_o pada kolom SRPMK tidak boleh kurang dari yang terbesar dari $h_n / 6$ atau h_c atau 450 mm.

4.2.1.2.4 Tulangan Pengekang

Tulangan geser perlu yang dihitung oleh program diperiksa terhadap persyaratan tulangan pengekang (*confinement*) minimum pada bagian ujung kolom setinggi l_o di atas dan di bawah sambungan balok-kolom.

Luas total sengkang tertutup, sengkang terbuka dan kait pengikat pada bagian ujung kolom setinggi l_o tidak boleh kurang dari nilai yang terkecil dari:

$$A_{sh} = 0.3 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) (\text{mm}^2); \text{ atau}$$

$$A_{sh} = 0.09 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) (\text{mm}^2)$$

Keterangan:

s = spasi tulangan geser (mm)

h_c = lebar kolom pada arah tegak lurus gaya geser yang ditinjau (mm)

f'_c = kuat tekan beton silider umur 28 hari (MPa)

f_{yh} = kuat tarik tulangan transversal (MPa)

A_g = luas penampang kotor dari kolom (mm^2)

A_{ch} = luas penampang kolom yang dilindungi sengkang tertutup (mm^2)

Lantai	Ukuran Kolom	Tulangan Longitudinal (Diagram Interaksi)	Zona Sendi Plastis (Lo)		Diluar Zona Sendi Plastis	
			Tulangan Sengkang		Tulangan Sengkang	
			Sb. Lemah	Sb. Kuat	Sb. Lemah	Sb. Kuat
Diatas Lantai 1 - Diatas Lantai 5	200 x 600	8D19	4D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200
	300 x 800	18D22	4D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200
	L 300 x 800	18D22	5D10-100	5D10-100	2D10-200	2D10-200
	L 200 x 500	12D16	3D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200
Diatas Lantai 6 - Diatas Lantai 8	200 x 600	8D19	4D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200
	300 x 800	18D19	4D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200
	L 300 x 800	18D19	5D10-100	5D10-100	2D10-200	2D10-200
	L 200 x 500	12D16	3D10-100	3D10-100	2D10-200	2D10-200

4.2.1.2.5 Rasio Kapasitas Balok vs Kolom SRPMK

Kuat lentur kolom SRPMK harus memenuhi persyaratan berikut ini:

$$\Sigma M_e = \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

Keterangan:

ΣM_e = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

ΣM_g = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal ($\phi = 1.0$ dan kuat leleh baja tulangan sebesar $1.25f_y$) balok-balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

Jika persyaratan tersebut tidak dipenuhi, maka kolom pada hubungan balok-kolom tersebut harus direncanakan dengan tulangan transversal penuh sesuai persyaratan pada daerah sendi plastis, yang dipasang di sepanjang tinggi kolom.

Pemeriksaan rasio kapasitas balok vs kolom SRPMK tersebut dilakukan dengan perhitungan excel untuk kolom dengan keadaan paling kritis.

Berikut ini adalah contoh perhitungan rasio kapasitas balok dan kolom:

<u>Pengecekan Strong Column Weak</u>	Selimit	40	mm
<u>Beam</u>	Senggang	10	mm
	fc'	25	MPa
	fy	420	MPa

Ukuran	B (mm)	H (mm)	d (mm)	Dia. Tulangan (mm)	Jumlah Tulangan	As Tulangan (mm ²)	a (mm)	Mn (kNm)
30x70	300	700	639	22	7	2660.93	219.14	739.61
				22	3	1140.40	93.92	354.46
30x70	300	700	639	22	7	2660.93	219.14	739.61
				22	3	1140.40	93.92	354.46

Balok Kiri			Mnc	1100.00	kNm	Balok Kanan		
Mn	739.61		kNm		Mn	739.61	kNm	
7	D	22			7	D	22	
3	D	22			3	D	22	
Mn	354.46		kNm		Mn	354.46	kNm	
			Mnc	1110.00	kNm			

ΣM_{nc} 2210.00 kNm
 1.2 ΣM_{nb} 1312.886 kNm
 (Goyangan ke kanan)

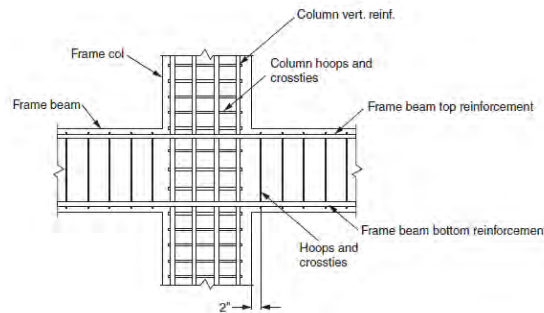
ΣM_{nb} 1312.89 kNm
 (Goyangan ke kiri)

Cek **OK**

Cek **OK**

4.2.1.2.6 Joint Balok-Kolom SRPMK

Joint balok kolom adalah kunci dari struktur rangka portal penahan momen khusus (SRPMK) beton bertulang. Kuat geser joint tersebut harus memadai untuk menahan gaya geser yang disebabkan oleh terbentuknya sendi plastis pada balok di muka kolom.



Joint Balok-Kolom SRPMK

Kuat geser joint dalam ETABS dihitung otomatis oleh program dengan berdasarkan metode perhitungan yang disajikan di sini. Perhitungan ini berlaku untuk joint yang dicor secara monolit dengan kolom di bawahnya, di mana lebar joint dianggap sama dengan lebar kolom.

Analisa joint balok-kolom dilakukan pada kedua sumbu utama kolom: arah minor dan mayor, dengan tahapan sebagai berikut:

8. Hitung kuat geser perlu dari joint, V_u^h
9. Hitung luas efektif joint, A_j
10. Hitung kuat nominal geser joint, V_{jn}

4.2.1.2.6.1 Kuat Geser Perlu Joint

Diagram gaya *free body* dari sebuah joint balok-kolom tipikal adalah sebagai berikut.

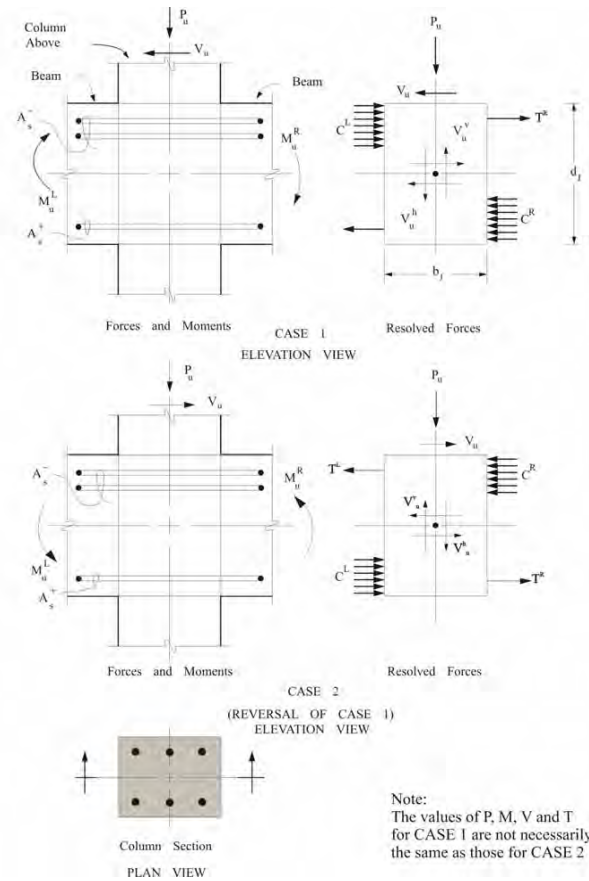


Diagram *Free Body* dari Gaya Geser pada Joint

Gaya geser terfaktor ultimit, V_u^h adalah gaya geser horizontal pada joint, yaitu jumlah gaya tarik dan tekan pada tulangan balok yang merangka ke joint dikurangi dengan gaya geser terfaktor ultimit pada kolom yang merangka pada joint.

$$V_u^h = T_L + T_R - V_u$$

Keterangan:

T_L dan T_R adalah gaya tarik dalam tulangan balok, dihitung berdasarkan kapasitas lentur balok, dengan kuat leleh tulangan $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan, $\phi = 1.0$.

$$V_u \text{ adalah gaya geser kolom, } V_u = \frac{M_u^L + M_u^R}{H}$$

4.2.1.2.6.2 Luas Efektif Join

Luas efektif joint, A_j yang memikul gaya geser terfaktor dianggap sebagai penampang segi empat dengan dimensi yang sama dengan kolom yang merangka pada joint, atau sama dengan lebar balok dikalikan lebar kolom.

Luas joint untuk kontrol kuat geser harus ditinjau terpisah untuk arah mayor dan minor.

4.2.1.2.6.3 Kontrol Geser Joint

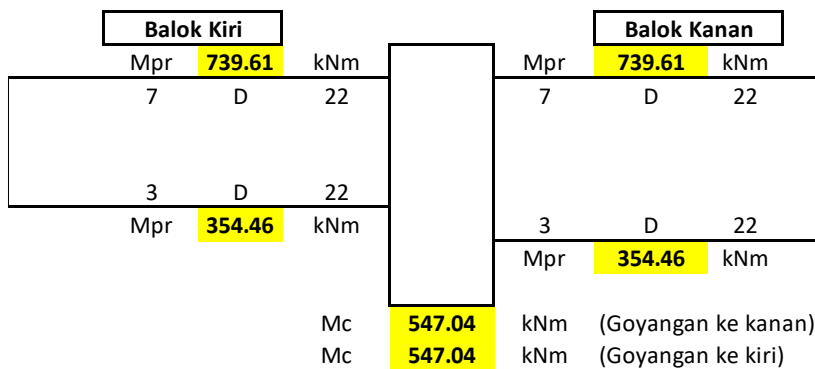
Kuat geser joint nominal dihitung berdasarkan rumus berikut:

- $V_{jn} = 1.7\sqrt{f'_c}A_j$ untuk joint yang dikekang pada keempat sisinya.
- $V_{jn} = 1.25\sqrt{f'_c}A_j$ untuk joint yang dikekang pada tiga sisi atau dua sisi berseberangan.
- $V_{jn} = 1.0\sqrt{f'_c}A_j$ untuk semua joint lainnya.

Joint balok-kolom SRPMK dianggap memenuhi syarat jika: $V_u^h \leq \phi V_{jn}$

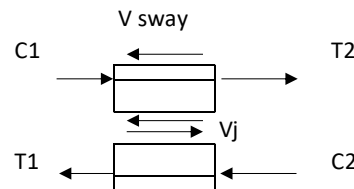
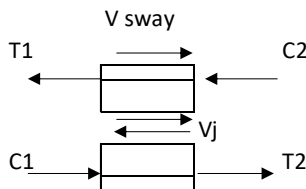
Pengecekan Joint Shear Ratio		Selimit	40	mm	H	800	mm
		Sengkang	10	mm	B	300	mm
		fc'	25	MPa	Aj	240000	mm ²
		fy	420	MPa	fc'	35	MPa

Ukuran	B (mm)	H (mm)	d (mm)	Dia. Tulangan (mm)	Jumlah Tulangan	As Tulangan (mm ²)	a (mm)	Mpr (kNm)
30x70	300	700	639	22	7	2660.93	219.14	739.61
				22	3	1140.40	93.92	354.46
30x70	300	700	639	22	7	2660.93	219.14	739.61
				22	3	1140.40	93.92	354.46



H kolom **3.145** m
ln **2.445** m
V sway ke **447.47** kN

V sway ke kiri **447.473** kN



T1 = C1 1397 kN
T2 = C2 598.71 kN

T1 = C1 598.709 kN
T2 = C2 1396.99 kN

Vj 1548.22 kN
φVn 1703.8 kN
Vj/φVn 0.9087 **OK**

Vj 1548.22 kN
φVn 1703.83 kN
Vj/φVn 0.90867 **OK**

BAB 5

PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR BAWAH

5.1 Perhitungan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor

Perhitungan daya dukung pondasi tiang bor ini menggunakan data dari hasil boring log yang diikuti dengan parameter-parameter lain yang didapatkan melalui korelasi dari hasil pengujian tersebut.

Faktor keamanan yang digunakan untuk daya dukung aksial tiang bor yang menahan beban gravitasi, gempa nominal, dan gempa kuat yang sifatnya tekan adalah sebesar 2.5 untuk daya dukung ujung dan 2.5 untuk daya dukung selimut, sedangkan untuk akibat gaya *uplift* dari gempa rencana dan gempa kuat digunakan faktor keamanan sebesar 2.

Jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi dalam tiang bore (*bore pile*) diameter 60 cm dengan kedalaman 7 meter.

5.2 Daya Dukung Aksial

Berikut ini merupakan perhitungan daya dukung aksial yang digunakan pada perhitungan fondasi struktur gedung. Perhitungan daya dukung aksial dilakukan dengan memperhitungkan faktor likuifaksi yang terjadi pada kondisi tanah.

PERHITUNGAN DAYA DUKUNG TIANG

Kedalaman	=	7	meter		
Tiang	=	Tiang Bor			
Diameter Tiang (D)	=	600	mm	-->	0.6 m
			mm	-->	0 m
Luas Alas Tiang (Ab)	=	0.2827433	m ²		
Keliling/ Perimeter	=	1.8849556	m		
α	=	0.8	(Dari figure 16-14 hal. 899 bowles, the alpha method)		
SF	=	2.5			

Data N-SPT

Kedalaman	NSP-T	cu (ton/m ²)	α*cu		P selimut	
		0.6*N-SPT	ton/m ²		Tiap Lapisan (ton)	
0	0	0	0	0	0.000	P selimut kedalaman 0-2
2	5	3	2.4	2.4	9.048	P selimut kedalaman 2-4
4	6	3.6	2.88	2.88	10.857	P selimut kedalaman 4-6
6	15	9	7.2	7.2	13.572	P selimut kedalaman 6-8
7	56		0	0	0.000	P selimut kedalaman 8-10
						P selimut kedalaman 10-12

Contoh Perhitungan P selimut Per kedalaman

P selimut pada kedalaman 0 --> P selimut pada kedalaman 6-8 meter

P selimut kedalaman 0 = α x cu x Perimeter x ΔL
 = 0.8 x 2.4 x 2.52 x (kedalaman 2-kedalaman 1)
 = 13.572 ton

P selimut total (total P selimut kedalaman 0 - 13.5 meter)

P selimut Total = ∑ α x cu x Perimeter x ΔL (P selimut kedalaman 0-22 m)
 = 33.477 ton

Qp= 60*N-SPT

P Ujung = Qp x Ab -->
 = 1900.035237 kN
 = 190.0035237 ton

Pa (tekan) = (P selimut total + P ujung)/SF --> 111 ton
 = 111.7401675 ton

P tarik = (mut total + Berat Tiang)/2 --> 10 ton
 = 10.74424688 ton

DIGUNAKAN DAYA DUKUNG TEKAN 111 TON DAN DAYA DUKUNG TARIK 10 TON

Qp diambil = 60N (Max 380N) Bowles Hal. 895

Notes:

dengan Nilai Nspt dibatasi sebesar 120 NSP-T

Berdasarkan daya dukung dari data sondir yang tersedia, diperoleh bahwa daya dukung aksial tekan yang digunakan adalah sebesar 111 ton dan daya dukung aksial tarik yang digunakan adalah sebesar 10 ton.

5.3 Daya Dukung Lateral Tiang Bor

5.3.1 Daya Dukung Lateral Metode Broms

Daya dukung lateral tiang bor dihitung menggunakan metode Broms dengan membatasi defleksi tiang sebesar ¼ inci (0.635 cm) dan menggunakan faktor keamanan sebesar 2.5. Perhitungan daya dukung lateral disajikan sebagai berikut:

Ultimate Pile resistance to lateral loads

Pondasi menggunakan tiang dengan kedalaman	Bor	dengan ukuran	60	cm
	7	meter		
			$F'c =$	25 MPa
		Mutu Beton tiang =		
		$k =$	0.001	ton/cm ³
		$B =$	60	cm
		$E =$	$4700 \sqrt{f'c}$	
			235.00	ton/cm ²
		$I =$	hj	
			1080000	cm ⁴
$\beta =$	0.002772681			
$\beta L =$	0.002772681	x	700	= 1.94088
		$y_0 =$ defleksi tiang dibatasi 0.25 inch =	1.27	cm
		$y_0 \times k \times B \times L / H =$	$\beta L =$	1.940877
$H =$	$y_0 \times k \times B \times L /$		1.94087671756467	
$H =$	$0.635 \times 0.001 \times 60 \times 700 /$		1.940877	
$H =$	27.48	Ton		
		Safety factor menggunakan		
$H_a =$	H / SF		SF =	2.5
$H_a =$	10.99	Ton		
	Digunakan daya dukung lateral 1 tiang =		10.75	Ton

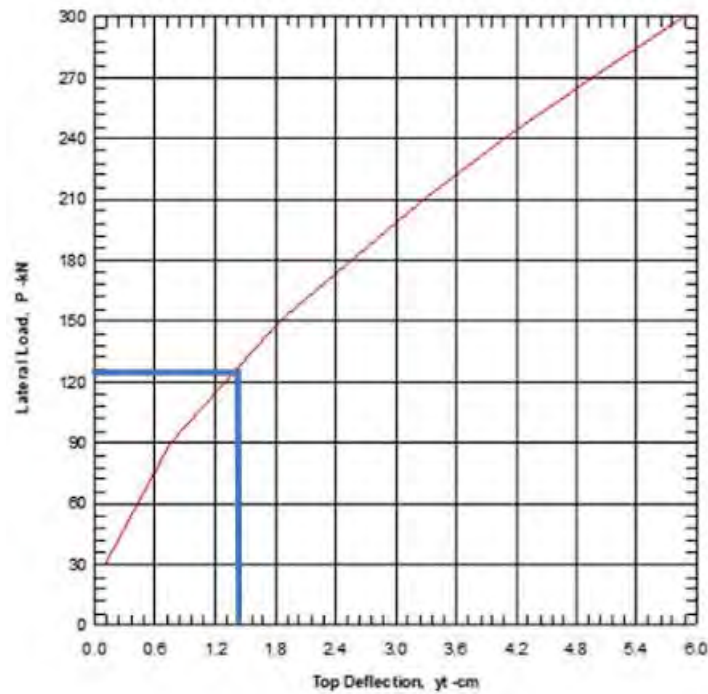
Notes:

Nilai k diambil dari tabel 16-4 Hal. 941 -> Foundation analysis and design (Joseph E. Bowles)
 Untuk jenis tanah medium sand - > 110 - 280 MN/m³

Hasil Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Bor dengan Metode Broms

5.3.2 Daya Dukung Lateral Hasil Analisis *Software*

Selain dengan perhitungan manual metode Broms, daya dukung lateral juga dihitung dengan bantuan *software* dengan hasil sebagai berikut:



Hasil Plot Defleksi Tiang terhadap Beban Lateral

Berdasarkan hasil plot grafik di atas, diperoleh daya dukung lateral izin tiang adalah sebesar 128 kN \approx 12.8 ton.

5.4 Efisiensi Kelompok Tiang

a. Efisiensi kelompok tiang aksial

Terdapat perencanaan tiang kelompok (*group pile*) dalam proyek ini, sehingga perhitungan faktor efisiensi dari tiang kelompok perlu diperhitungkan. Perhitungan faktor efisiensi tiang kelompok perlu diperhitungkan dalam penentuan jumlah tiang karena faktor tersebut dapat berpotensi menambahkan jumlah keperluan tiang. Berikut ini merupakan perhitungan dan nilai faktor efisiensi yang digunakan untuk masing-masing jenis *pile cap* yang digunakan pada proyek ini:

Efisiensi Daya Dukung Aksial:

Pile Group	Jml Tiang	m	n	η_g berdasarkan formula:					η_g Desain
				Sederhana	Converse-Labarre	Los Angeles	Seller-Kieney	Feld	
PG1	1	1	1	0.64	1.00	1.00	1.15	1.00	1.00
PG2	2	2	1	1.27	0.90	0.95	0.96	0.94	0.94
PG3	3	2	2	1.11	0.80	0.86	0.89	0.81	0.84
PG7	7	4	2	1.03	0.74	0.81	0.83	0.75	0.78
PG8	8	4	2	1.03	0.74	0.81	0.83	0.75	0.78

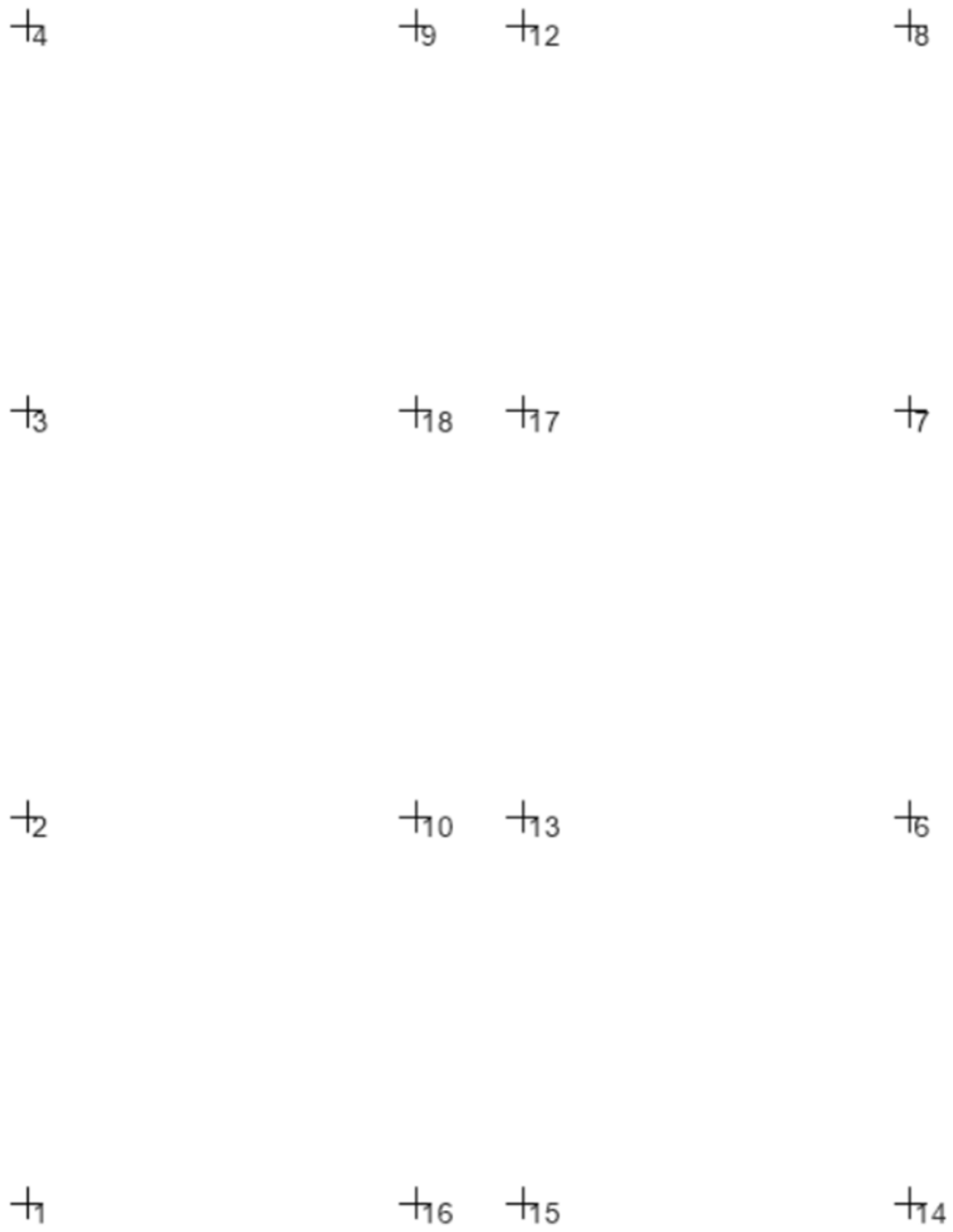
b. Efisiensi kelompok tiang lateral

Daya dukung lateral kelompok tiang dihitung berdasarkan hasil total dari daya dukung lateral tiang tunggal seluruh tiang yang dikalikan dengan faktor reduksi. Faktor reduksi yang digunakan berbeda untuk setiap jarak antar tiang pada saat dikenakan beban lateral yang ditunjukkan melalui perhitungan berikut:

P1		
b 1	=	1.00
P2		
b 2	=	0.93
P3		
b 3	=	0.86
P7		
b 7	=	0.73
P8		
b 8	=	0.73

5.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok Vs Reaksi Perletakan Kolom

Pada sub bab ini, akan dibandingkan hasil daya dukung dari tiang kelompok dengan reaksi perletakan masing-masing kolom. Jika ditemukan daya dukung tiang kelompok yang lebih kecil dari reaksi perletakan kolom, maka akan ditambahkan tiang fondasi pada titik tersebut. Berikut ini merupakan perbandingan daya dukung tiang kelompok dengan reaksi perletakan kolom. Gambar dibawah merupakan penamaan titik kolom yang digunakan dalam software ETABS dalam menghitung penurunan serta jumlah tiang.



Konfigurasi Titik Kolom pada Software ETABS

Unique Name	Reaksi Perletakan						Diameter	Dipasang
	Gaya Tekan			Gaya Lateral		Gaya Tarik		
	FZ (D+L) (ton)	FZ (GR) (ton)	FZ (GK) (ton)	FX/FY (GR) (ton)	FX/FY (GK) (ton)	FZ (GR) (ton)	(cm)	
1	155.71	187.67	257.34	0.24	0.90		60	2
2	279.38	303.59	333.97	0.74	0.26		60	3
3	287.73	309.80	332.71	0.89	0.07		60	3
4	142.13	172.37	239.53	0.34	0.67		60	2
6	238.04	269.08	322.90	1.73	2.75		60	3
7	235.96	264.45	311.45	1.72	2.74		60	3
8	149.71	188.62	279.30	11.94	32.94		60	3
9+12	374.14	530.88	938.00	24.50	71.24	36.92	60	8
10+13	628.78	756.62	1042.67	24.58	71.45		60	8
14	165.65	208.67	225.91	11.97	32.98		60	3
15+16	405.47	567.75	985.43	24.20	71.06	24.99	60	8
17+18	634.91	769.90	1078.00	24.73	71.67		60	8

Daya Dukung Group						Status					
Gaya Tekan			Gaya Lateral		Gaya Tarik	Gaya Tekan			Gaya Lateral		Gaya Tarik
FZ (D+L) (ton)	FZ (GR) (ton)	FZ (GK) (ton)	FX/FY (GR) (ton)	FX/FY (GK) (ton)	FZ (GR) (ton)	FZ (D+L) (ton)	FZ (GR) (ton)	FZ (GK) (ton)	FX/FY (GR) (ton)	FX/FY (GK) (ton)	FZ (GR) (ton)
207.83	270.18	324.22	24.22	29.06	24.34	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
207.83	270.18	324.22	24.22	29.06	24.34	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
696.06	904.88	1085.85	75.78	90.94	81.52	OK	OK	OK	OK	OK	OK
696.06	904.88	1085.85	75.78	90.94	81.52	OK	OK	OK	OK	OK	OK
299.81	389.75	467.70	33.69	40.43	35.11	OK	OK	OK	OK	OK	OK
696.06	904.88	1085.85	75.78	90.94	81.52	OK	OK	OK	OK	OK	OK
696.06	904.88	1085.85	75.78	90.94	81.52	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.6 Perhitungan Penurunan Total

Penurunan total dibatasi sebesar 150 mm + Bg/600 dan dilakukan pada semua titik kolom berdasarkan beban struktur atas akibat gravitasi. Perhitungan ditunjukkan pada tabel berikut:

- Penurunan Elastis :

No	Kolom	Fz (kN)	Jumlah Tiang	Diameter (cm)	L (m)	P (m)	Ap (m ²)	Qall (kN)	Qall group (kN)	Qp (kN)	Qs (kN)	FQp	FQs	Qwp (kN)	Qws (kN)	Ep	ξ
1	1	155.71	2	60	7	1.8850	0.2827	1110	2078.33	1873.71	328.64	0.85	0.15	66.24	11.62	33892.18	0.67
2	2	279.38	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	79.23	13.90	33892.18	0.67
3	3	287.73	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	81.60	14.31	33892.18	0.67
4	4	142.13	2	60	7	1.8850	0.2827	1110	2078.33	1873.71	328.64	0.85	0.15	60.46	10.60	33892.18	0.67
5	6	238.04	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	67.51	11.84	33892.18	0.67
6	7	235.96	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	66.92	11.74	33892.18	0.67
7	8	149.71	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	42.46	7.45	33892.18	0.67
8	9+12	374.14	8	60	7	1.8850	0.2827	1110	6960.59	1873.71	328.64	0.85	0.15	39.79	6.98	33892.18	0.67
9	10+13	628.78	8	60	7	1.8850	0.2827	1110	6960.59	1873.71	328.64	0.85	0.15	66.87	11.73	33892.18	0.67
10	14	165.65	3	60	7	1.8850	0.2827	1110	2793.87	1873.71	328.64	0.85	0.15	46.98	8.24	33892.18	0.67
11	15+16	405.47	8	60	7	1.8850	0.2827	1110	6960.59	1873.71	328.64	0.85	0.15	43.12	7.56	33892.18	0.67
12	17+18	634.91	8	60	7	1.8850	0.2827	1110	6960.59	1873.71	328.64	0.85	0.15	67.52	11.84	33892.18	0.67

Se1 (m)	qwp (kN/m ²)	Es (ujung)	Es (rata2)	μs 2	μs 3	lwp	Se2 (m)	lws	Qws/PL	D/Es	Se3 (m)	Se total (m)	Bg (m)	Se group (m)	Se group(mm)
0.00005	234.26	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0018	3.20	0.88	2.9527E-05	0.0001	0.0019	1.2	0.003	1.933
0.00006	280.22	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0022	3.20	1.05	2.9527E-05	0.0001	0.0023	3	0.005	2.312
0.00007	288.60	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0022	3.20	1.08	2.9527E-05	0.0001	0.0024	3	0.005	2.381
0.00005	213.84	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0016	3.20	0.80	2.9527E-05	0.0001	0.0018	1.2	0.002	1.764
0.00006	238.76	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0018	3.20	0.90	2.9527E-05	0.0001	0.0020	3	0.004	1.970
0.00005	236.67	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0018	3.20	0.89	2.9527E-05	0.0001	0.0020	3	0.004	1.953
0.00003	150.16	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0012	3.20	0.56	2.9527E-05	0.0000	0.0012	3	0.003	1.239
0.00003	140.72	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0011	3.20	0.53	2.9527E-05	0.0000	0.0012	3	0.003	1.161
0.00005	236.50	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0018	3.20	0.89	2.9527E-05	0.0001	0.0020	3	0.004	1.951
0.00004	166.15	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0013	3.20	0.62	2.9527E-05	0.0001	0.0014	3	0.003	1.371
0.00004	152.51	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0012	3.20	0.57	2.9527E-05	0.0000	0.0013	3	0.003	1.258
0.00006	238.81	63603	20320.2	0.2	0.3	0.85	0.0018	3.20	0.90	2.9527E-05	0.0001	0.0020	3	0.004	1.970

- Penurunan Konsolidasi :

Lapisan 1 (MAT)	0-3	Clay	Konsolidasi
Lapisan 2	3-5	Clay	Konsolidasi
Lapisan 3	5-13	Silt	Konsolidasi
Lapisan 4	13-15	Clay	Konsolidasi
Lapisan 5	15-20	Silt	Konsolidasi
Lapisan 6	20-23	Gravel	-

a. Pada Lapisan 3 – 5 meter (Tanah Lempung)

No	Kolom	Fz (kN)	Jumlah Tiang	Diameter (cm)	Bg (m)	Lg (m)	Bg 2/3 Lp	Lg 2/3 Lp
1	1	155.708485	2	60	1.2	3	3.53	5.33
2	2	279.3789858	3	60	3	3	5.33	5.33
3	3	287.7328459	3	60	3	3	5.33	5.33
4	4	142.1337759	2	60	1.2	3	3.53	5.33
5	6	238.0413799	3	60	3	3	5.33	5.33
6	7	235.9576718	3	60	3	3	5.33	5.33
7	8	149.7138895	3	60	3	3	5.33	5.33
8	9+12	374.1368044	8	60	3	6.6	5.33	8.93
9	10+13	628.7808029	8	60	3	6.6	5.33	8.93
10	14	165.6488217	3	60	3	3	5.33	5.33
11	15+16	405.47077	8	60	3	6.6	5.33	8.93
12	17+18	634.9100615	8	60	3	6.6	5.33	8.93

Bg Fix	Lg Fix	Ag (m2)	$\Delta\sigma_l$ (kPa)	Po'	Po'+ $\Delta\sigma_l$	Pc'	Sifat	Cc	Cs	e0	H (m)	Sc1 (m)	Sc1 (mm)
2.87	4.67	13.38	11.64	54.19	65.83	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0138	13.8370
4.67	4.67	21.78	12.83	54.19	67.02	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0151	15.1103
4.67	4.67	21.78	13.21	54.19	67.40	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0155	15.5162
2.87	4.67	13.38	10.62	54.19	64.81	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0127	12.7322
4.67	4.67	21.78	10.93	54.19	65.12	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0131	13.0670
4.67	4.67	21.78	10.83	54.19	65.02	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0130	12.9624
4.67	4.67	21.78	6.87	54.19	61.06	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0085	8.4938
4.67	8.27	38.58	9.70	54.19	63.89	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0117	11.7084
4.67	8.27	38.58	16.30	54.19	70.49	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0187	18.7007
4.67	4.67	21.78	7.61	54.19	61.80	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0093	9.3409
4.67	8.27	38.58	10.51	54.19	64.70	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0126	12.6069
4.67	8.27	38.58	16.46	54.19	70.65	137.109	VER CONSOLIDATE	0.20	0.09	0.0936	2	0.0189	18.8608

b. Pada Lapisan 5 – 13 meter (Tanah Lanau)

No	Kolom	Fz (kN)	Jumlah Tiang	Diameter (cm)	Bg (m)	Lg (m)	Bg 2/3 Lp	Lg 2/3 Lp
1	1	155.708485	2	60	1.2	3	3.53	5.33
2	2	279.3789858	3	60	3	3	5.33	5.33
3	3	287.7328459	3	60	3	3	5.33	5.33
4	4	142.1337759	2	60	1.2	3	3.53	5.33
5	6	238.0413799	3	60	3	3	5.33	5.33
6	7	235.9576718	3	60	3	3	5.33	5.33
7	8	149.7138895	3	60	3	3	5.33	5.33
8	9+12	374.1368044	8	60	3	6.6	5.33	8.93
9	10+13	628.7808029	8	60	3	6.6	5.33	8.93
10	14	165.6488217	3	60	3	3	5.33	5.33
11	15+16	405.47077	8	60	3	6.6	5.33	8.93
12	17+18	634.9100615	8	60	3	6.6	5.33	8.93

Bg Fix	Lg Fix	Ag (m2)	$\Delta\sigma_1$ (kPa)	Po'	Po'+ $\Delta\sigma_1$	Pc'	Sifat	Cc	Cs	e0	H (m)	Sc2 (m)	Sc2 (mm)
7.87	9.67	76.04	2.05	101.14	103.19	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00316	3.1622
9.67	9.67	93.44	2.99	101.14	104.13	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00460	4.5962
9.67	9.67	93.44	3.08	101.14	104.22	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00473	4.7316
7.87	9.67	76.04	1.87	101.14	103.01	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00289	2.8890
9.67	9.67	93.44	2.55	101.14	103.69	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00392	3.9246
9.67	9.67	93.44	2.53	101.14	103.67	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00389	3.8906
9.67	9.67	93.44	1.60	101.14	102.74	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00248	2.4797
9.67	13.27	128.24	2.92	101.14	104.06	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00449	4.4865
9.67	13.27	128.24	4.90	101.14	106.04	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00747	7.4687
9.67	9.67	93.44	1.77	101.14	102.91	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00274	2.7413
9.67	13.27	128.24	3.16	101.14	104.30	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00486	4.8565
9.67	13.27	128.24	4.95	101.14	106.09	318.472	VER CONSOLIDATE	0.12	0.05	0.04536	8	0.00754	7.5398

c. Pada Lapisan 13 – 15 meter (Tanah Lempung)

No	Kolom	Fz (kN)	Jumlah Tiang	Diameter (cm)	Bg (m)	Lg (m)	Bg 2/3 Lp	Lg 2/3 Lp
1	1	155.708485	2	60	1.2	3	3.53	5.33
2	2	279.3789858	3	60	3	3	5.33	5.33
3	3	287.7328459	3	60	3	3	5.33	5.33
4	4	142.1337759	2	60	1.2	3	3.53	5.33
5	6	238.0413799	3	60	3	3	5.33	5.33
6	7	235.9576718	3	60	3	3	5.33	5.33
7	8	149.7138895	3	60	3	3	5.33	5.33
8	9+12	374.1368044	8	60	3	6.6	5.33	8.93
9	10+13	628.7808029	8	60	3	6.6	5.33	8.93
10	14	165.6488217	3	60	3	3	5.33	5.33
11	15+16	405.47077	8	60	3	6.6	5.33	8.93
12	17+18	634.9100615	8	60	3	6.6	5.33	8.93

Bg Fix	Lg Fix	Ag (m2)	$\Delta\sigma_1$ (kPa)	Po'	Po'+ $\Delta\sigma_1$	Pc'	Sifat	Cc	Cs	e0	H (m)	Sc3 (m)	Sc3 (mm)
12.87	14.67	188.71	0.83	149.09	149.92	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00030	0.2978
14.67	14.67	215.11	1.30	149.09	150.39	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00047	0.4681
14.67	14.67	215.11	1.34	149.09	150.43	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00048	0.4820
12.87	14.67	188.71	0.75	149.09	149.84	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00027	0.2719
14.67	14.67	215.11	1.11	149.09	150.20	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00040	0.3991
14.67	14.67	215.11	1.10	149.09	150.19	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00040	0.3956
14.67	14.67	215.11	0.70	149.09	149.79	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00025	0.2513
14.67	18.27	267.91	1.40	149.09	150.49	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00050	0.5031
14.67	18.27	267.91	2.35	149.09	151.44	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00084	0.8429
14.67	14.67	215.11	0.77	149.09	149.86	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00028	0.2780
14.67	18.27	267.91	1.51	149.09	150.60	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00055	0.5451
14.67	18.27	267.91	2.37	149.09	151.46	448.172	VER CONSOLIDATE	0.11	0.07	0.06371946	2	0.00085	0.8511

d. Pada Lapisan 15 – 20 meter (Tanah Lanau)

No	Kolom	Fz (kN)	Jumlah Tiang	Diameter (cm)	Bg (m)	Lg (m)	Bg 2/3 Lp	Lg 2/3 Lp
1	1	155.708485	2	60	1.2	3	3.5333	5.3333
2	2	279.3789858	3	60	3	3	5.3333	5.3333
3	3	287.7328459	3	60	3	3	5.3333	5.3333
4	4	142.1337759	2	60	1.2	3	3.5333	5.3333
5	6	238.0413799	3	60	3	3	5.3333	5.3333
6	7	235.9576718	3	60	3	3	5.3333	5.3333
7	8	149.7138895	3	60	3	3	5.3333	5.3333
8	9+12	374.1368044	8	60	3	6.6	5.3333	8.9333
9	10+13	628.7808029	8	60	3	6.6	5.3333	8.9333
10	14	165.6488217	3	60	3	3	5.3333	5.3333
11	15+16	405.47077	8	60	3	6.6	5.3333	8.9333
12	17+18	634.9100615	8	60	3	6.6	5.3333	8.9333

Bg Fix	Lg Fix	Ag (m2)	$\Delta\sigma_1$ ($\kappa\Pi\alpha$)	Po'	Po'+Ds1	Pc'	Sifat	Cc	Cs	e0	H (m)	Sc4 (m)	Sc4 (mm)
16.37	18.17	297.3278	0.52	222.5150	223.04	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00023	0.2318
18.17	18.17	330.0278	0.85	222.5150	223.36	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00037	0.3744
18.17	18.17	330.0278	0.87	222.5150	223.39	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00039	0.3856
16.37	18.17	297.3278	0.48	222.5150	222.99	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00021	0.2116
18.17	18.17	330.0278	0.72	222.5150	223.24	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00032	0.3191
18.17	18.17	330.0278	0.71	222.5150	223.23	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00032	0.3163
18.17	18.17	330.0278	0.45	222.5150	222.97	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00020	0.2008
18.17	21.77	395.4278	0.95	222.5150	223.46	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00042	0.4184
18.17	21.77	395.4278	1.59	222.5150	224.11	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00070	0.7022
18.17	18.17	330.0278	0.50	222.5150	223.02	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00022	0.2222
18.17	21.77	395.4278	1.03	222.5150	223.54	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00045	0.4534
18.17	21.77	395.4278	1.61	222.5150	224.12	505.17	VER CONSOLIDATE	0.1213	0.04747	0.04536	5	0.00071	0.7090

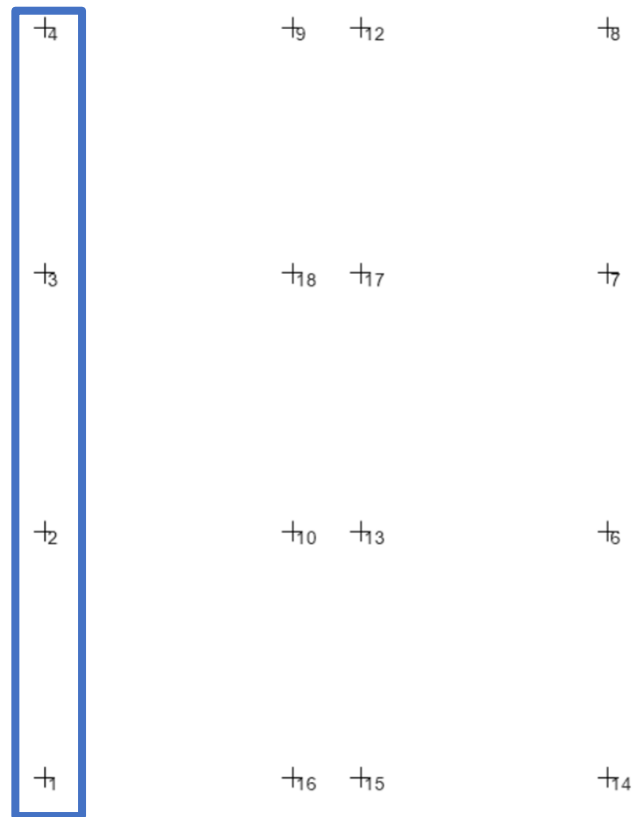
2/3 Lp = 3.00 m						
Elevasi (m)		γ Sat (kN/m ³)	γ Water (kN/m ³)	Po' (kPa)	Jenis Tanah	Konsolidasi?
0	3	16	9.81	48	Clay	Konsolidasi
3	5	16.0	9.81	60.38	Clay	Konsolidasi
5	13	20.0	9.81	141.9	Silt	Konsolidasi
13	15	17.0	9.81	156.28	Clay	Konsolidasi
15	20	20.0	9.81	207.23	Silt	Konsolidasi
20	23	20.0	9.81	237.8	Gravel	-

Diperoleh diatas bahwa 20 meter lapisan teratas merupakan tanah yang dapat terkonsolidasi.

Kolom	Se (mm)	Sc total (mm)	St total (mm)	St ijin (mm)	Syarat
1	1.933	17.5288	19.4618	154.1667	OK
2	2.312	20.5490	22.8612	154.1667	OK
3	2.381	21.1154	23.4967	154.1667	OK
4	1.764	16.1048	17.8693	154.1667	OK
6	1.970	17.7098	19.6798	154.1667	OK
7	1.953	17.5650	19.5178	154.1667	OK
8	1.239	11.4257	12.6647	154.1667	OK
9+12	1.161	17.1165	18.2776	154.1667	OK
10+13	1.951	27.7145	29.6659	154.1667	OK
14	1.371	12.5824	13.9533	154.1667	OK
15+16	1.258	18.4618	19.7202	154.1667	OK
17+18	1.970	27.9606	29.9311	154.1667	OK

Berdasarkan perhitungan di atas, penurunan setiap titik kolom lebih kecil dari penurunan izin.

Selanjutnya dilakukan perhitungan perbedaan penurunan antar titik kolom. Berikut ini merupakan contoh perhitungan perbedaan penurunan di titik dibawah ini :



Kolom	St Total
1	19.4618
2	22.8612
3	23.4967
4	17.8693

Jarak Antar Kolom (dalam mm)				
Kolom	1	2	3	4
1		8000	16400	24400
2			8400	16400
3				8000
4				

Kolom	1	2	3	4
1		3.399	4.035	1.593
2			0.636	4.992
3				5.627
4				

Cek Differential Settlement (Kemiringan)							
Kolom	1	2	3	4	ΔSt MAX	ΔSt Ijin	CEK SYARAT
1		0.0004	0.0002	0.0001	0.0004	0.0033	OK
2			0.0001	0.0003	0.0003	0.0033	OK
3				0.0007	0.0007	0.0033	OK

5.7 Perhitungan Balok Sloof (Tie Beam)

Perhitungan balok sloof (*tie beam*) baik untuk penulangan longitudinal (momen) maupun transversal (geser) disajikan sebagai berikut:

- Tie Beam 35x70

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Satuan	Nilai
Properti Material dan Penampang				
Panjang BERSIH Tie Beam, L_n		Input	mm	8400
Lebar Tie Beam, b		Input	mm	350
Tinggi Tie Beam, h		Input	mm	700
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b		Input	mm	19
Diameter Tulangan Senggang, d_s		Input	mm	10
Selimum Bersih, c_c		Input	mm	40
Tinggi Efektif Tie Beam, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	640.5
Kuat Tekan Beton, f_c'		Input	MPa	25
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y		Input	MPa	420
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}		Input	MPa	420
β_1	SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3	$0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 + 0.05 \cdot (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8500
λ		Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1
Perhitungan Gaya Aksial				
Gaya Aksial Kolom Akibat Beban Gravitasi Terfaktor, P_g		Input [Kombinasi 1.2 D + 1.6 L]	kN	4555
Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode Pendek, S_{DS}		Input	g	0.701
Gaya Aksial Tie Beam, P_u	SNI 1726:2019 Pasal 7.13.6.2	$10\% \cdot S_{DS} \cdot P_g$	kN	319.306
Gaya Aksial Harus Diperhitungkan?		$P_u > 0.1 A_3 f_c'$?		Tidak
Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beda Penurunan/Differential Settlement				
Modulus Elastisitas Beton, E_c	SNI 2847:2019 Pasal 19.2.2	$4700 \sqrt{f_c'}$	MPa	23500
Inersia Penampang, I_g		$1/12 b h^3$	mm ⁴	1.0004E+10
Beda Penurunan/Differential Settlement, Δ	SNI 8460:2017 Pasal 9.2.4.3	Input (dapat digunakan $L_n/300$ jika tidak ada data)	mm	5.017
Momen Tumpuan Akibat Differential Settlement, M_{diff}	Hibbeler, R.C. "Structural Analysis"	$6 \cdot E_c \cdot I_g \cdot \Delta / L_n^2$	kNm	100.296
Gaya Geser Tumpuan Akibat Differential Settlement, V_{diff}		$dM/dx_{(max)} = 12 E_c I_g \Delta / L_n^3$	kN	23.880
Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beban Gravitasi				
Berat Jenis Beton Bertulang, B_j		Input	kN/m ³	24.000
Beban Merata Akibat Berat Sendiri, q_{DL}		$B_j c \cdot b \cdot h$	kN/m	5.880
Tinggi Tingkat, h_n		Input	m	3.42
Beban Dinding per m ² , $q_{Adinding}$		Input (nilai di samping dapat digunakan)	kN/m ²	2.5
Berat Merata Akibat Beban Dinding, q_{SIDL}		$q_{Adinding} \cdot h_n$	kN/m	8.55
Beban Merata Ultimit Akibat Beban Gravitasi, q_D		$1.4 (q_{DL} + q_{SIDL})$	kN/m	20.202
Momen Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, $M_{D,tump}$		$-1/12 \cdot q_D \cdot L_n^2$	kNm	-118.788
Momen Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, $M_{D,lap}$		$1/24 \cdot q_D \cdot L_n^2$	kNm	59.394
Gaya Geser Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, $V_{D,tump}$		$q_D \cdot L_n / 2$	kN	84.848
Gaya Geser Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, $V_{D,lap}$		$q_D \cdot L_n / 4$	kN	42.424

Penulangan Lentur (bisa digunakan jika Gaya Aksial tidak harus diperhitungkan)				
Tumpuan Negatif				
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		Input		6
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$	mm	27.200
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n \cdot m^4 \cdot d_b^2$	mm ²	1701.172
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_y)^{0.5} / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	667.188
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	747.250
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$	mm	96.066
M_n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kN-m	423.313
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	113.019
ϵ_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c \cdot 0.003$		0.014
ϕ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (e_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$		0.900
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$	kN-m	380.982
$M_{n,tumpuan (-)}$			kN-m	219.084
Cek Kapasitas		$\phi M_n > M_u$?		OK
Tumpuan Positif				
n		Input		4
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$	mm	58.000
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n \cdot m^4 \cdot d_b^2$	mm ²	1134.115
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_y)^{0.5} / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	667.188
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	747.250
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$	mm	64.044
M_n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kN-m	289.835
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	75.346
ϵ_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c \cdot 0.003$		0.023
ϕ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (e_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$		0.900
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$	kN-m	260.852
M_u			kN-m	100.296
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u$?		OK

Lapangan Negatif				
n		Input		4
d _b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$	mm	58.000
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih >= d _b dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n * \pi/4 * d_b^2$	mm ²	1134.115
As _{min,1}	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_c)^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	667.188
As _{min,2}	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	747.250
Cek As min		As Pasang >= As min ?		OK
Lapangan Positif				
n		Input		6
d _b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$	mm	27.200
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih >= d _b dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n * \pi/4 * d_b^2$	mm ²	1701.172
As _{min,1}	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_c)^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	667.188
As _{min,2}	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	747.250
Cek As min		As Pasang >= As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	96.066
M _n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	423.313
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	113.019
ε _s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.014
φ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
φM _n		φ * M _n	kN-m	380.982
M _u			kN-m	59.394
Cek φM _n > M _u		φM _n > M _u ?		OK
Penulangan Geser				
Tumpuan				
Jumlah Kaki		Input		2
Av		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	157.080
Spasi		Input	mm	100
V _u			kN	108.729
φ	SNI 2847:2019 Pasal 12.5.3.2, 21.2.4			0.75
V _u / φ			kN	144.971
Batas Penentu Spasi Maksimum	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$0.33 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	369.889
Spasi Max 1	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$d / 4$ atau $d / 2$	mm	320.3
Spasi Max 2	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	300 mm atau 600 mm	mm	600.0
Cek Spasi				OK
V _s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	kN	422.560
Batas V _s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.2	$0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	739.778
V _c	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1	$0.17 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	190.549
V _n		$V_c + V_s$	kN	613.109
φV _n				459.832
Cek Kapasitas		φV _n >= V _u ?		OK
Lapangan				
Jumlah Kaki		Input		2
Av		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	157.080
Spasi		Input	mm	200
V _u			kN	42.424
φ	SNI 2847:2019 Pasal 12.5.3.2, 21.2.4			0.75
V _u / φ			kN	56.566
Batas Penentu Spasi Maksimum	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$0.33 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	369.889
Spasi Max 1	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$d / 4$ atau $d / 2$	mm	320.3
Spasi Max 2	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	300 mm atau 600 mm	mm	600.0
Cek Spasi				OK
V _s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	kN	211.280
Batas V _s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.2	$0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	739.778
V _c	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1	$0.17 * (f_c')^{0.5} * b * d$	kN	190.549
V _n		$V_c + V_s$	kN	401.829
φV _n				301.372
Cek Kapasitas		φV _n >= V _u ?		OK

- Tie Beam 25x60

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Satuan	Nilai
Properti Material dan Penampang				
Panjang BERSIH Tie Beam, L_n		Input	mm	8400
Lebar Tie Beam, b		Input	mm	250
Tinggi Tie Beam, h		Input	mm	600
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b		Input	mm	16
Diameter Tulangan Sengkang, d_s		Input	mm	10
Selimum Bersih, c_c		Input	mm	40
Tinggi Efektif Tie Beam, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	542
Kuat Tekan Beton, f'_c		Input	MPa	25
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y		Input	MPa	420
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yw}		Input	MPa	420
β_1	SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 \cdot (f'_c - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8500
λ		Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1
Perhitungan Gaya Askial				
Gaya Aksial Kolom Akibat Beban Gravitasi Terfaktor, P_g		Input [Kombinasi 1.2 D + 1.6 L]	kN	0
Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode Pendek, S_{DS}		Input	g	0.701
Gaya Aksial Tie Beam, P_u	SNI 1726:2019 Pasal 7.13.6.2	$10\% \cdot S_{DS} \cdot P_g$	kN	0.000
Gaya Aksial Harus Diperhitungkan?		$P_u > 0.1 A_g f'_c$?		Tidak
Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beda Penurunan/Differential Settlement				
Modulus Elastisitas Beton, E_c	SNI 2847:2019 Pasal 19.2.2	$4700 \sqrt{f'_c}$	MPa	23500
Inersia Penampang, I_g		$1/12 b h^3$	mm ⁴	4500000000
Beda Penurunan/Differential Settlement, Δ	SNI 8460:2017 Pasal 9.2.4.3	Input (dapat digunakan $L_n/300$ jika tidak ada data)	mm	5.017
Momen Tumpuan Akibat Differential Settlement, M_{diff}	Hibbeler, R.C. "Structural Analysis"	$6 \cdot E_c \cdot I_g \cdot \Delta / L_n^2$	kNm	45.115
Gaya Geser Tumpuan Akibat Differential Settlement, V_{diff}		$dM/dx_{(x=L)} = 12 E_c I_g \Delta / L_n^3$	kN	10.742
Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beban Gravitasi				
Berat Jenis Beton Bertulang, B_{Jc}		Input	kN/m ³	24.000
Beban Merata Akibat Berat Sendiri, q_{DL}		$B_{Jc} \cdot b \cdot h$	kN/m	3.600
Tinggi Tingkat, h_n		Input	m	3.42
Beban Dinding per m ² , $q_{A,dinding}$		Input (nilai di samping dapat digunakan)	kN/m ²	2.5
Berat Merata Akibat Beban Dinding, q_{SDL}		$q_{A,dinding} \cdot h_n$	kN/m	8.55
Beban Merata Ultimit Akibat Beban Gravitasi, q_D		$1.4 (q_{DL} + q_{SDL})$	kN/m	17.010
Momen Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, $M_{D,tum}$		$-1/12 \cdot q_D \cdot L_n^2$	kNm	-100.019
Momen Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, $M_{D,jap}$		$1/24 \cdot q_D \cdot L_n^2$	kNm	50.009
Gaya Geser Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, $V_{D,tum}$		$q_D \cdot L_n / 2$	kN	71.442
Gaya Geser Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, $V_{D,jap}$		$q_D \cdot L_n / 4$	kN	35.721
Penulangan Lentur (bisa digunakan jika Gaya Aksial tidak harus diperhitungkan)				
Tumpuan Negatif				
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		Input		5
d_b			mm	16
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$	mm	17.500
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		TIDAK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$	mm ²	1005.310
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f'_c)^{0.5} / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	403.274
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	451.667
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$	mm	79.479
M_n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kN-m	212.070
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	93.504
ϵ_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c \cdot 0.003$		0.014
ϕ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$		0.900
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$	kN-m	190.863
$M_{u,tumpuan (-)}$			kN-m	145.133
Cek Kapasitas		$\phi M_n > M_u$?		OK
Tumpuan Positif				
n		Input		3
d_b			mm	16
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$	mm	51.000
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$	mm ²	603.186
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f'_c)^{0.5} / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	403.274
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$	mm ²	451.667
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$	mm	47.687
M_n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As \cdot f_y \cdot (d - a/2)$	kN-m	131.269
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	56.103
ϵ_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c \cdot 0.003$		0.026
ϕ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$		0.900
ϕM_n		$\phi \cdot M_n$	kN-m	118.142
M_u			kN-m	45.115
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u$?		OK

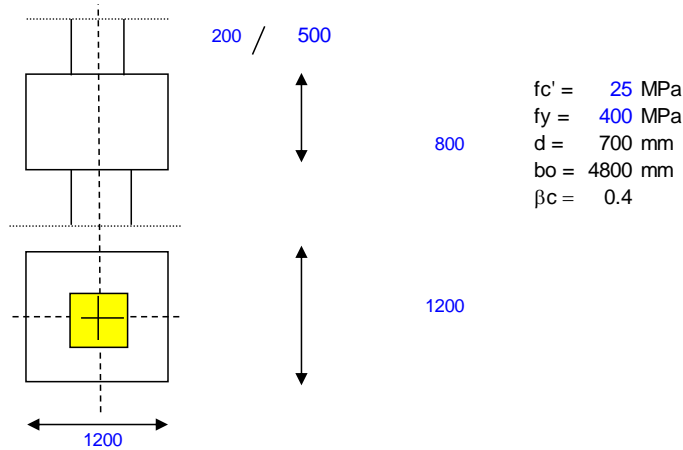
Lapangan Negatif				
n		Input		3
d_b			mm	16
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$	mm	51.000
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		IYA
Jumlah Lapis				1
As Pasang		$n * \pi/4 * d_b^2$	mm ²	603.186
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_c)^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	403.274
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	451.667
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
Lapangan Positif				
n		Input		5
d_b			mm	16
Jarak Bersih Antar Tulangan		$(b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$	mm	17.500
Cek Jarak Bersih	SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		TIDAK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi/4 * d_b^2$	mm ²	1005.310
$AS_{min,1}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$(f_c)^{0.5} / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	403.274
$AS_{min,2}$	SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2	$1.4 / (4 * f_y) * b * d$	mm ²	451.667
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
a	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c * b)$	mm	79.479
M_n	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	212.070
c	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1	a / β_1	mm	93.504
ϵ_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.014
ϕ	SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	190.863
M_u			kN-m	50.009
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u$?		OK
Penulangan Geser				
Tumpuan				
Jumlah Kaki		Input		2
A_v		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	157.080
Spasi		Input	mm	100
V_u			kN	82.184
ϕ	SNI 2847:2019 Pasal 12.5.3.2, 21.2.4			0.75
V_u / ϕ			kN	109.578
Batas Penentu Spasi Maksimum	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$0.33 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	223.575
Spasi Max 1	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$d / 4$ atau $d / 2$	mm	271.0
Spasi Max 2	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	300 mm atau 600 mm	mm	600.0
Cek Spasi				OK
V_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	kN	357.576
Batas V_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.2	$0.66 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	447.150
V_c	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1	$0.17 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	115.175
V_n		$V_c + V_s$	kN	472.751
ϕV_n				354.563
Cek Kapasitas		$\phi V_n \geq V_u$?		OK
Lapangan				
Jumlah Kaki		Input		2
A_v		$n * \pi/4 * d_s^2$	mm ²	157.080
Spasi		Input	mm	200
V_u			kN	35.721
ϕ	SNI 2847:2019 Pasal 12.5.3.2, 21.2.4			0.75
V_u / ϕ			kN	47.628
Batas Penentu Spasi Maksimum	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$0.33 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	223.575
Spasi Max 1	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	$d / 4$ atau $d / 2$	mm	271.0
Spasi Max 2	SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2	300 mm atau 600 mm	mm	600.0
Cek Spasi				OK
V_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.10.5.3	$A_v * f_y * d / s$	kN	178.788
Batas V_s	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.2	$0.66 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	447.150
V_c	SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1	$0.17 * (f_c)^{0.5} * b * d$	kN	115.175
V_n		$V_c + V_s$	kN	293.963
ϕV_n				220.472
Cek Kapasitas		$\phi V_n \geq V_u$?		OK

5.8 Perhitungan *Pile Cap*

Perhitungan *pile cap* baik untuk pengecekan geser pons (*two-way shear*) maupun penulangan longitudinal disajikan sebagai berikut:

- Tipe P1

Perhitungan Pile Cap P1



Periksa Geser

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{\frac{f_c'}{12}} b_o d = \left(2 + \frac{4}{0.4}\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 4800 \times 700$$

$$= 1680 \quad \text{ton}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = \left(20 \times \frac{700}{4800} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 4800 \times 700$$

$$= 688.3333333 \quad \text{ton}$$

$$V_c = 4 \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = 4 \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 4800 \times 700$$

$$= 560 \quad \text{ton}$$

Syarat : $V_u \leq \phi V_c \longrightarrow V_u = 22 \text{ ton (tetap)}$
 $V_{cmin} = 560 \text{ ton}$

$$22 \leq 0.6 \times 560 = 336 \text{ ton (ok)}$$

Penulangan

$$A_s = 0.0018 \times b \times d$$

$$= 1512 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan : 7 D 19
 D 19 - 150

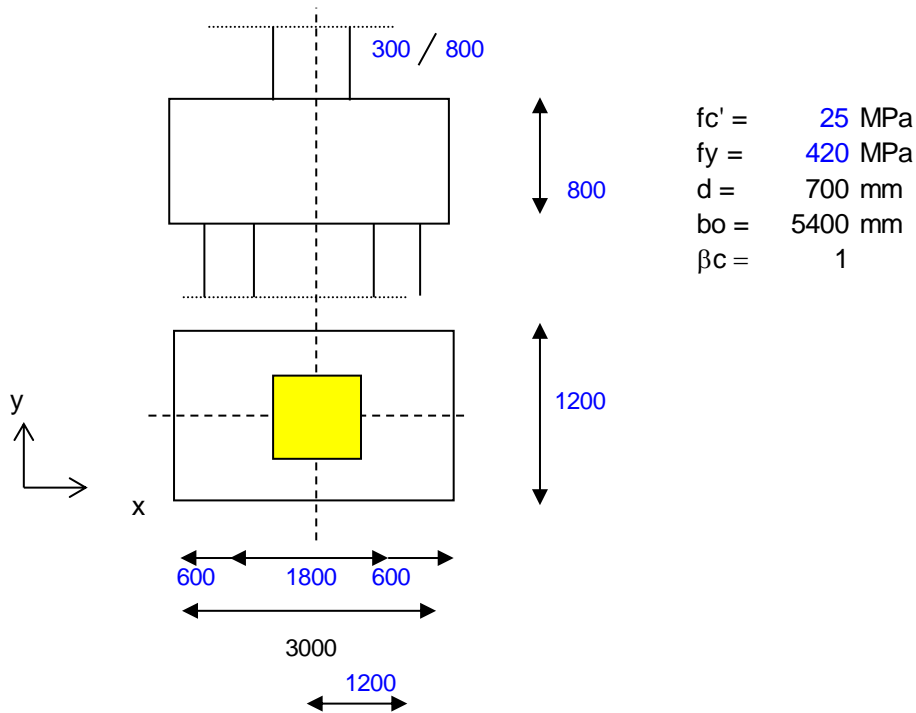
Kesimpulan:

Digunakan tulangan D19-150 2 arah untuk tulangan bawah

Digunakan tulangan D13-150 2 arah untuk tulangan atas

- Tipe P2

Perhitungan Pile Cap P2



Periksa Geser

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{\frac{f_c'}{12}} b_o d = \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5400 \times 700$$

$$= 945 \text{ ton}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = \left(20 \times \frac{700}{5400} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5400 \times 700$$

$$= 723.3 \text{ ton}$$

$$V_c = 4 \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = 4 \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5400 \times 700$$

$$= 630 \text{ ton}$$

Syarat : $V_u \leq \phi V_c$ \longrightarrow $V_u = 77 \text{ ton (tetap)}$
 $V_{cmin} = 630 \text{ ton}$

$$77 \leq 0.6 \times 630 = 378 \text{ ton (ok)}$$

Penulangan

Arah X:

$$M_y = \frac{77}{2} \times 1.2 = 46 \text{ tm}$$

$$b = 1200 \text{ d} = 700$$

$$A_s = \frac{0.85x f_c' x b}{f_y} \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.425\phi f_c' x b}} \right]$$
$$= 2011.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.0018 \times b x d$$
$$= 1512 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan : 7 D 19
 D 19 - 150

Arah Y:

$$b = 3000 \text{ d} = 700$$

$$A_s = 0.0018 \times b x d$$
$$= 3780 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan : 21 D 19
 D 19 - 150

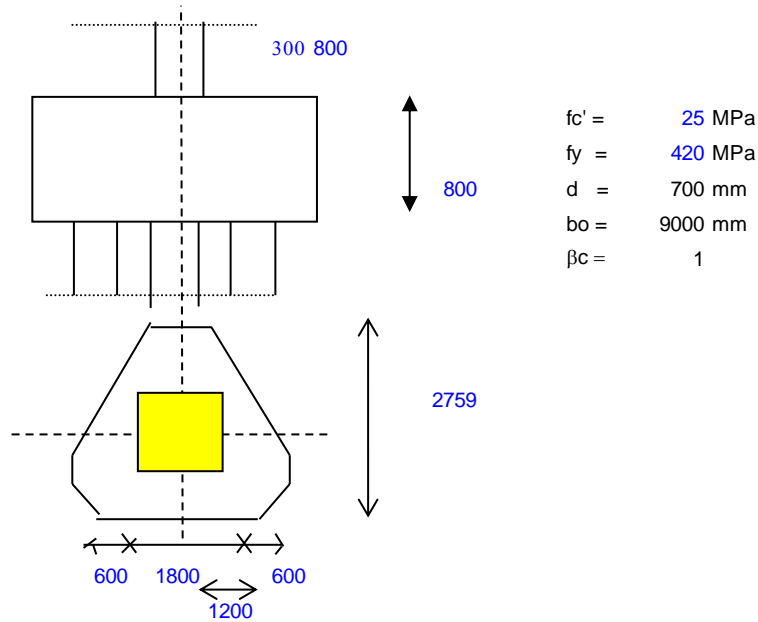
-
Kesimpulan:

Digunakan tulangan D19-150 2 arah untuk tulangan bawah

Digunakan tulangan D13-150 2 arah untuk tulangan atas

- Tipe P3

Perhitungan Pile Cap P3



Periksa Geser

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{\frac{f_c'}{12}} b_o d = \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 9000 \times 700 = 1575 \text{ ton}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{\frac{f_c'}{12}} b_o d = \left(20 \times \frac{700}{9000} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 9000 \times 700 = 933.333 \text{ ton}$$

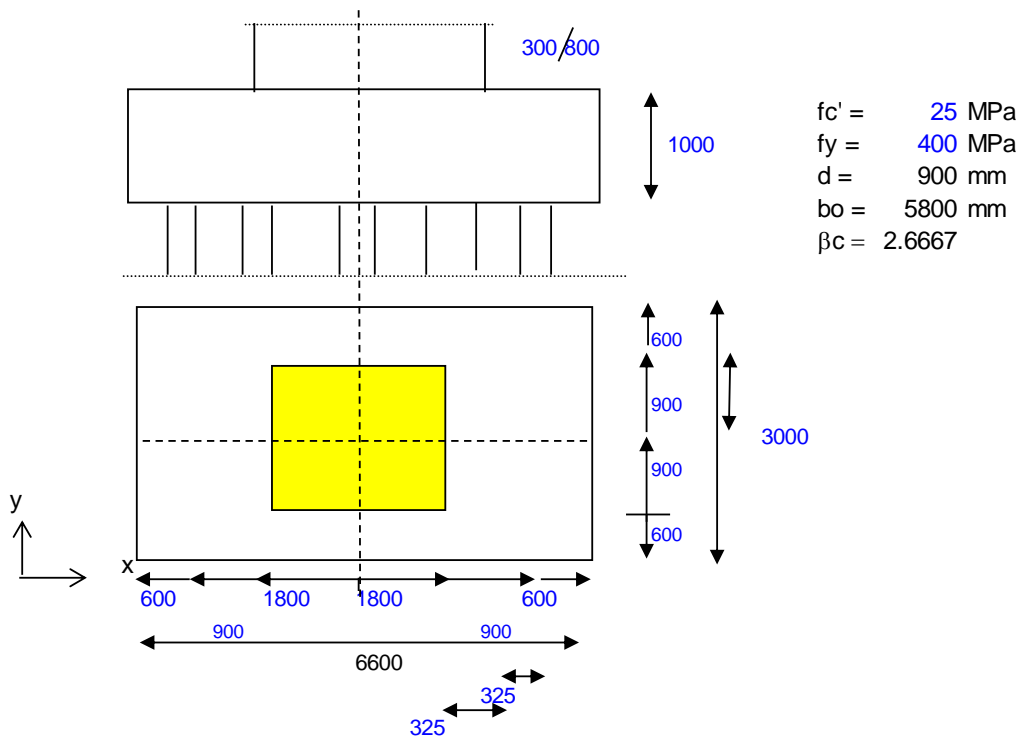
$$V_c = 4 \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = 4 \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 9000 \times 700 = 1050 \text{ ton}$$

Syarat : $V_u \leq \phi V_c$ \longrightarrow $V_u = 100 \text{ ton}$

$100 \leq 0.6 \times 933.333 = 560 \text{ ton (ok)}$

- Tipe P8

Perhitungan Pile Cap P8



Periksa Geser

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{\frac{f_c'}{12}} b_o d = \left(2 + \frac{4}{2.667}\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5800 \times 900$$

$$= 761.3 \text{ ton}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = \left(20 \times \frac{900}{5800} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5800 \times 900$$

$$= 1110 \text{ ton}$$

$$V_c = 4 \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b_o d = 4 \times \frac{\sqrt{25}}{12} \times 5800 \times 900$$

$$= 870 \text{ ton}$$

Syarat : $V_u \leq \phi V_c$ \longrightarrow $V_u = 800 \text{ ton (tetap)}$
 $V_{cmin} = 761.25 \text{ ton}$

$$800 \leq 0.8 \times 761.3 = 609 \text{ ton (ok)}$$

Penulangan
Arah X:

$$M_y = \frac{800}{8} \times 0.975 = 97.5 \text{ tm}$$

$$b = 3000 \text{ d} = 900$$

$$A_s = \frac{0.85x f_c' x b}{f_y} \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.425 \phi f_c' x b}} \right]$$

$$= 3426.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.0018 \times b x d$$

$$= 4860 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan : 21 D 19 - 150

Arah Y:

$$M_x = \frac{800}{8} \times 2 \times 0 = 0 \text{ tm}$$

$$b = 6600 \text{ d} = 900$$

$$A_s = \frac{0.85x f_c' x b}{f_y} \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.425 \phi f_c' x b}} \right]$$

$$= 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.0018 \times b x d$$

$$= 10692 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan : 45 D 19 - 150

Kesimpulan:

Digunakan tulangan D19-150 2 arah untuk tulangan bawah

Digunakan tulangan D16-150 2 arah untuk tulangan atas

LAMPIRAN
LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH

= DAFTAR ISI =

Halaman :

PRA KATA.....	2 - 3
---------------	-------

LAMPIRAN

GAMBAR SITUASI	4
PROFIL BOR DALAM.....	5 - 6

=== *** ===

LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH
Proyek : GEDUNG SEKOLAH CALVIN
Lokasi : Jl. Merapi - Klojen Malang, Jawa - Timur

Pra – Kata.

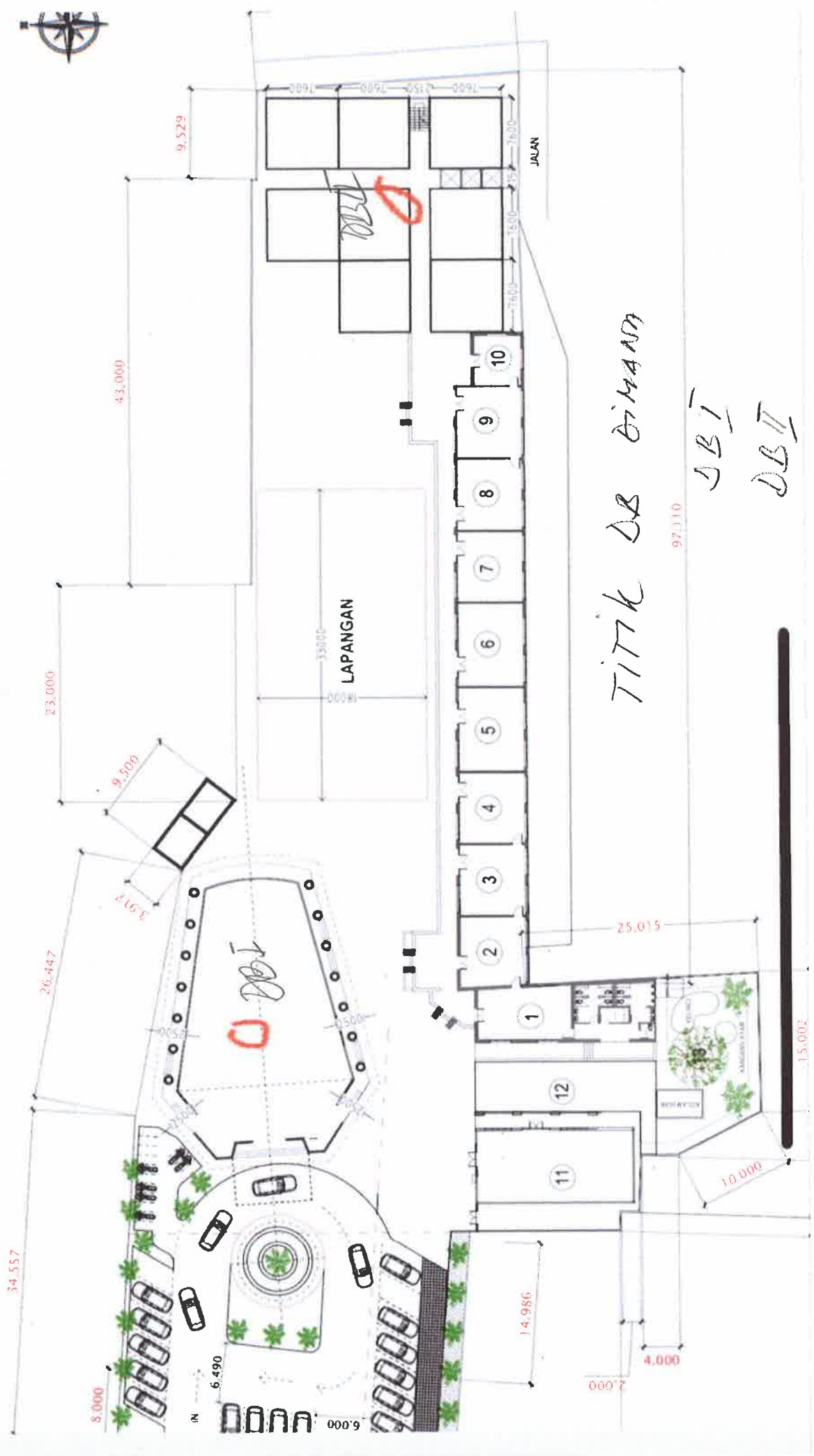
Memenuhi permohonan penyelidikan tanah dari Bapak Ir.Alfred Susilo Yonathan, untuk suatu proyek: Gedung Sekolah Calvin, Lokasi : Jl. Merapi - Klojen Malang, Jawa - Timur, maka suatu regu dari PT.Solefound Sakti, Jakarta, mulai melaksanakan eksplorasi tanah bangunan pada tanggal : 05 November 2025.

Penyelidikan tanah tersebut terdiri dari :

I.Penyelidikan di Lapangan.

1. **Pengeboran-Dalam** sebanyak 2 (dua) lubang sampai kedalaman 30.00 m; 30.50 m.
2. **Pengambilan contoh tanah dan core:** diambil contoh tanah "asli" (Undisturbed sample), contoh tanah "disturbed" maupun cores untuk lapisan-lapisan keras.

3. **Penentuan Konsistensi** : dari tiap contoh tanah yang "good undisturbed" ditentukan harga q_p -nya dengan "Pocket Penetrometer", harap lihat Boring Logs; hal 5 - 6.
4. **Percobaan "Standard Penetration Test (SPT)**: Pada pengeboran dilaksanakan SPT sebanyak 18 - 19 kali.
Pada SPT yang digunakan tipe donut yang dijatuhkan dengan teknik jatuh bebas (free fall), dengan berat palu 63,5 kg dan tinggi jatuh 76 cm.
5. **Penentuan Muka Air Tanah (MAT)** : Kedudukan MAT 3.00 – 3.30 meter (hanya sebagai indikasi).
 - Untuk letak titik-titik penyelidikan harap lihat : Gambar Situasi; hal 4
 - Profil Bor-Dalam yang bersangkutan; hal 5 - 6

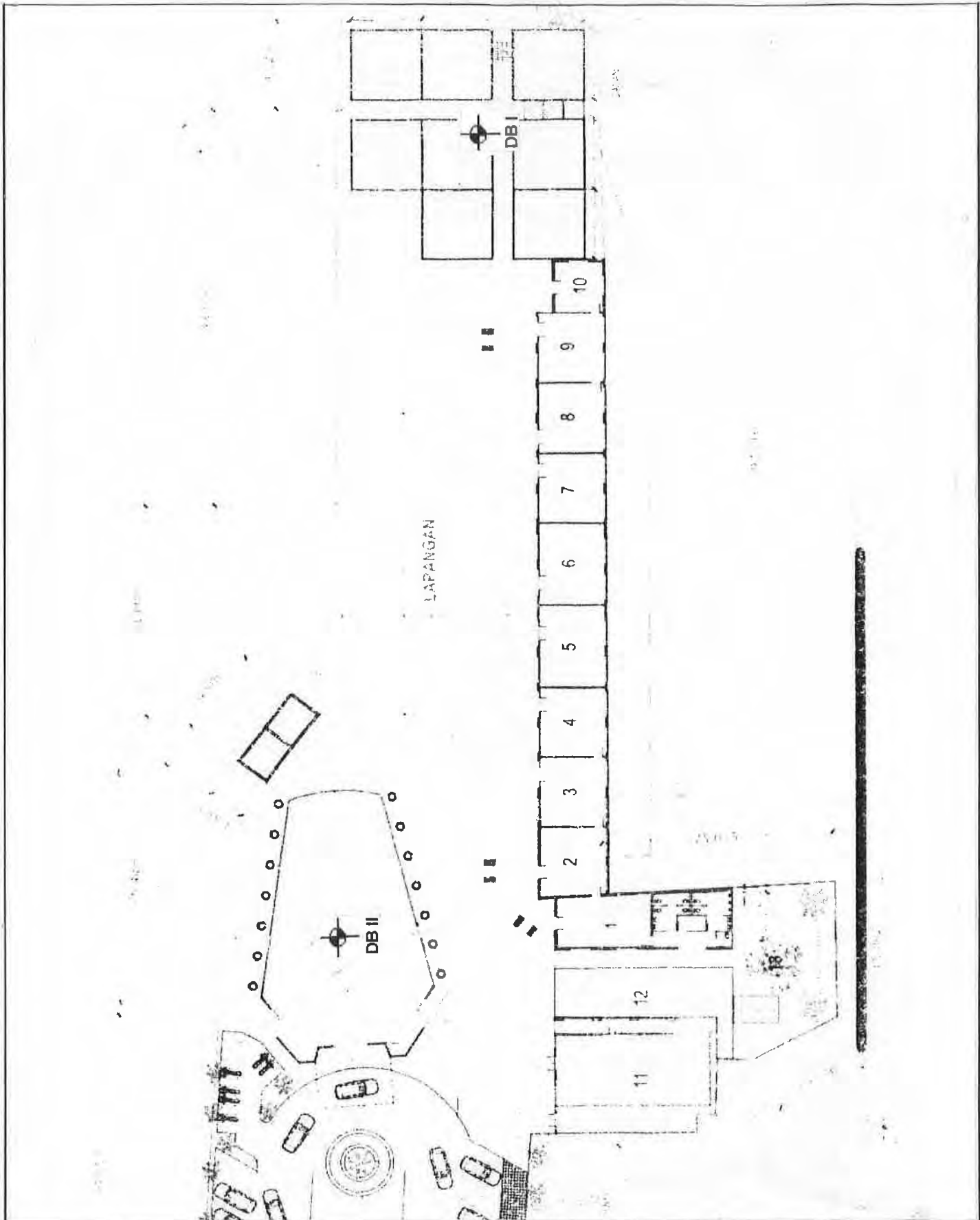




TITIK DB DIMANA

DB I

DB II

Sekolah Calvin Malang.



<p>LAYOUT SCALE</p>	<p>PROJECT : GEDUNG SEKOLAH CALVIN</p>	<p>LEGEND :  : TITIK BOR DALAM (DB)</p>
<p></p>	<p>LOCATION : JL. MERAPI, KLOJEN MALANG - JAWA TIMUR</p>	

BORING LOG & SPT DIAGRAM

PROJECT : GEDUNG SEKOLAH CALVIN
LOCATION : JL. MERAPI KLOJEN, MALANG - JAWA TIMUR
HOLE : DB II
DATE of TEST : 08 - 10 NOPEMBER 2025

By : MAHMUD

DEPTH (M)	LAYER THICKNESS (M)	ELEVATION (M)	SOIL CLASSIFICATION	Q _p (kgf/cm ²)	SAMPLE		% RECOVERED	N VALUE EVERY 15 CM	N VALUE 30 CM	N VALUE STANDARD PENETRATION TEST
					ELEVATION (M)	SYMBOL				
1							70			
2			LEMPUNG, coklat, lempung silt, konsistensi medium.				100			
				2.00	⊗		89	2 2 3	5	
3							70			
4				4.00	⊗		89	2 3 3	6	
5	5.00	5.00					70			
6				6.00	⊗		89	5 6 9	15	
7							70			
8			SILT, coklat, abu-abu, hitam, silt dengan koral, kerakal sedikit berlapis silt pasir, konsistensi stiff ÷ hard ÷ very stiff ÷ medium.	7.50	⊗		89	10 33 23	56	
9				9.00	⊗		26	>60 >60 >60	>60	
10							70			
11				10.50	⊗		31	>60 >60 >60	>60	
12				12.00	⊗		89	6 10 18	28	
13							70			
14	8.50	13.50		13.50	⊗		1	2 4	6	
15			LEMPUNG, hitam, lempung silt, konsistensi medium.	15.00	⊗		89	2 3 5	8	
16	2.50	16.00					70			
17	1.00	17.00	SILT, coklat, silt lempung, very stiff.	16.50	⊗		89	7 10 16	26	
18	1.00	18.00	SILT, abu-abu, hard.	18.00	⊗		89	10 12 23	35	
19	1.00	19.00	SILT, abu-abu, silt pasir kasar + halus dengan koral, hard.	19.50	⊗		44	23 >60 >60	>60	
20							70			
21			SILT, abu-abu, cadas silt pasir kasar + halus, hard cemented.	21.00	⊗		44	20 34 60	>60	
22							70			
23	4.00	23.00		23.00	⊗		89	11 31 42	73	
24							70			
25			LEMPUNG, hitam, lempung silt, stiff.	25.00	⊗		89	3 4 6	10	
26							70			
27				27.00	⊗		89	3 5 7	12	
28	5.00	28.00					70			
29	1.00	29.00	SILT, coklat, silt lempung, hard.	29.00	⊗		89	8 18 26	44	
30			SILT, abu-abu, cadas silt pasir kasar + halus, hard cemented.	30.50	⊗		44	17 >60 >60	>60	

PT. SOLEFOUND SAKTI, JAKARTA

Raymond Hadianto M. Eng.

- | | | |
|--|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ■ UNDISTURBED SAMPLE ⊗ STANDARD PENETRATION TEST ⊥ CORE SAMPLE □ DISTURBED SAMPLE | <ul style="list-style-type: none"> ▨ SILT ▨ LEMPUNG ▨ PASIR ▨ CEMENTED ▨ PUING ▨ KEMBANG KARANG ▨ BATU KARANG | <ul style="list-style-type: none"> ▨ KULIT KERANG ▨ KARANG ▨ ORGANIC ▨ GUMPALAN CADAS ▨ KERIKIL ▨ KORAL ▨ BATU |
|--|--|---|

MUKA AIR TANAH = - 3.00 M

