

**PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG
BANGUNAN HOTEL 8 LANTAI TAHAN GEMPA
DI KOTA PALEMBANG BERDASARKAN
SNI 1726:2019 DAN SNI 2847:2019**



SKRIPSI

**Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi
Program Studi Teknik Sipil
Pada Fakultas Teknik
Universitas IBA**

Oleh:

**ASHARUL KHAFI
NPM. 21310016**

**FAKULTAS TEKNIK PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
UNIVERSITAS IBA PALEMBANG
2025**

HALAMAN PENGESAHAN
PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG
BANGUNAN HOTEL 8 LANTAI TAHAN GEMPA
DI KOTA PALEMBANG BERDASARKAN
SNI 1726:2019 DAN SNI 2847:2019



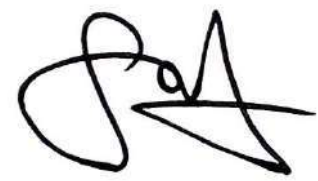
SKRIPSI

Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi
Program Studi Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas IBA

Mengetahui,
Dekan Fakultas Teknik


Dr. Ir. Hardayani Haruno, M.T.
(NIDN. 99 00994492)

Palembang, Juli 2025
Menyetujui,
Ketua Program Studi
Teknik Sipil


H. Robi Sahbar, S.T., M.T.
(NIDN. 02 030173 02)

HALAMAN PENGESAHAN
PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG
BANGUNAN HOTEL 8 LANTAI TAHAN GEMPA
DI KOTA PALEMBANG BERDASARKAN
SNI 1726:2019 DAN SNI 2847:2019



SKRIPSI

Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi
Program Studi Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas IBA

Telah diperiksa dan disetujui Oleh :

Pembimbing I
Universitas IBA

Ir. Sapta, S.T., M.T., IPU Asean Eng
(NIDN. 02 060969 01)

Pembimbing II
Universitas IBA

Sari Farlianti S.T., M.T
(NIDN. 02 310778 01)

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Asharul Khafi
NPM : 21310016
Program Studi : Teknik Sipil
**Judul Skripsi : Perancangan Struktur Beton Bertulang Bangunan
Hotel 8 Lantai Tahan Gempa Di Kota Palembang
Berdasarkan Sni 1726:2019 Dan Sni 2847:2019.**

Telah berhasil dipertahankan dihadapan dewan penguji dan diterima sebagai persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas IBA.

DEWAN PENGUJI :

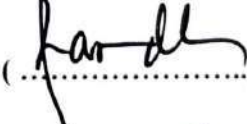
1. Ir. Pujiono, MT.

NIDN. 02 170665 01


(.....)

2. Dr. Ir. Ramadhani, S.T., M.T., IPM

NIDN. 02 241072 01


(.....)

3. Amelia Rajela, S.T., M.T.

NIDN. 02 220774 01


(.....)

Ditetapkan : Palembang

Tanggal : Juli 2025

SURAT PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT

Yang bertanda tangan di bawah ini

Nama : Asharul Khafi
NPM : 21310016
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perancangan Struktur Beton Bertulang Bangunan Hotel
8 Lantai Tahan Gempa Di Kota Palembang Berdasarkan
SNI1726:2019 dan SNI 2847:2019

Dengan ini menyatakan hasil penulisan Skripsi yang saya buat ini merupakan karya sendiri dan benar keasliannya, apabila kemudian hari ternyata penulisan Skripsi ini merupakan plagiat atau penjiplakan terhadap karya orang lain, maka saya bersedia mempertanggung jawabkan sekaligus bersedia menerima sanksi berdasarkan aturan tata tertib di Universitas IBA.

Demikian pernyataan ini saya buat dalam keadaan sadar dan tidak ada paksaan dari siapapun dan oleh siapapun.

Palembang, Juli 2025
Yang membuat pernyataan,


(Asharul Khafi)

ABSTRAK
PERANCANGAN STRUKTUR BETON BERTULANG
HOTEL 8 LANTAI TAHAN GEMPA
BERDASARKAN SNI 1726:2019 DAN SNI 2847:2019

Asharul khafi*, Sapta, Sari farlianti****

*) Alumni Fakultas Teknik, Program Studi Teknik Sipil, Universitas IBA

**) Dosen Fakultas Teknik, Program Studi Teknik Sipil, Universitas IBA

Palembang merupakan ibu kota Provinsi Sumatera Selatan yang telah menyelenggarakan event besar seperti Asian Games 2018. Hal ini meunjukkan bahwa Palembang berkembang pesat menjadi salah satu pusat pariwisata di Indonesia yang mendorong peningkatan jumlah wisatawan baik domestik maupun mancanegara. Peningkatan jumlah wisatawan ini mendorong pertumbuhan sektor pembangunan khususnya hotel. Seiring dengan pertumbuhan tersebut, aspek keandalan struktur menjadi hal yang sangat penting untuk diperhatikan dalam perencanaan bangunan, terutama di wilayah yang memiliki potensi risiko gempa. Berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Palembang, terletak di wilayah dengan gempa kuat, Oleh karena itu, struktur bangunan harus dirancang agar mampu menahan beban gempa sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Perancangan struktur beton bertulang untuk bangunan hotel setinggi 8 lantai dengan 1 lantai atap menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 2847:2019 dan SNI 1726:2019. Bangunan berukuran 54x16,2 m dengan tinggi 27,8 m ini menggunakan beton mutu 30 MPa dan baja tulangan f_y 420 MPa, dengan dimensi balok B1 400x600 mm, balok B2 200x400mm, balok B3 250x600mm dan kolom K1 750x750 mm, kolom K2 650x650 mm, kolom K3 700x700 mm, K4 550x550 mm, dan K5 600x600 mm. Hasil analisis struktur menunjukkan performa bangunan memenuhi semua persyaratan dan ketentuan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019.

Kata kunci: Hotel, Desain tahan gempa, SNI 2847:2019, SNI 1726:2019, Analisis struktur.

ABSTRACT

DESIGN OF EARTHQUAKE-RESISTANT REINFORCED CONCRETE STRUCTURE FOR AN 8-STORY HOTEL BASED ON SNI 1726:2019 AND SNI 2847:2019

Asharul khafi*, Sapta, Sari farlianti****

**)Alumna, Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program, IBA
University*

****) Lecturer at the Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program, IBA
University*

Palembang, the capital of South Sumatra Province, has hosted major events such as the 2018 Asian Games. This demonstrates Palembang's rapid development as one of Indonesia's tourism hubs, driving an increase in both domestic and international tourists. The rise in tourist numbers has spurred growth in the construction sector, particularly hotels. Along with this growth, structural reliability becomes a critical aspect to consider in building design, especially in regions with potential earthquake risks. According to SNI 1726:2019, Palembang is located in a high-seismic zone. Therefore, building structures must be designed to withstand seismic loads in compliance with applicable regulations. This study designs a reinforced concrete structure for an 8-story hotel with 1 rooftop floor using the Special Moment-Resisting Frame (SMRF) system based on SNI 2847:2019 and SNI 1726:2019. The building measures 54x16.2 m with a height of 27.8 m, using 30 MPa concrete and 420 MPa steel reinforcement. Beam dimensions include B1 (400x600 mm), B2 (200x400 mm), and B3 (250x600 mm), while column dimensions are K1 (750x750 mm), K2 (650x650 mm), K3 (700x700 mm), K4 (550x550 mm), and K5 (600x600 mm). Structural analysis confirms that the building's performance meets all requirements of SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019.

Keywords: *Hotel, Seismic design, SNI 2847:2019, SNI 1726:2019, Structural analysis.*

MOTTO

“Maka sesungguhnya bersama kesulitan ada kemudahan, sesungguhnya bersama kesulitan ada kemudahan”

(Qs. Al Insyirah: 5-6)

“kesuksesan tergantung pada persiapan sebelumnya, dan tanpa persiapan, kegagalan pasti terjadi.”

"Waktu adalah kemewahan yang tidak bisa kau ulur ataupun putar ke belakang."

(Monkey D luffy)

"Waktu tidak akan menunggumu yang berhenti bergerak"

(Erwin Smith-*Attack on Titan*)

PERSEMBAHAN

Untuk Allah SWT,

““Ya Rabb, setiap huruf dalam karya ini kupersembahkan sebagai bentuk syukur atas limpahan ilmu dari-Mu. Tanpa bimbingan dan pertolongan-Mu, penyelesaian ini tentu takkan mudah.

Untuk Kedua Orang Tua ku,

“Ibu, Ayah... tak ada kata yang mampu menggambarkan betapa besar rasa terima kasihku atas segala pengorbanan dan doa kalian yang telah mengantarkanku sampai pada titik ini.

Untuk pembimbing dan dosen-dosen ku,

“Terima kasih atas kesabaran dan ketulusan dalam membimbing setiap langkahku yang masih sering tersandung. Setiap nasihat, kritik, dan koreksi yang diberikan bukan sekadar perbaikan, melainkan hadiah berharga yang memperkaya perjalanan akademikku dan membentukku menjadi pribadi yang lebih baik”.

Untuk diriku sendiri,

“Untuk diriku sendiri, yang telah melewati malam-malam penuh resah dan pagi-pagi yang menggigil oleh ragu. Untuk jiwa yang terus melangkah, meski kadang tertatih di antara letih dan harap. Terima kasih telah bertahan, saat segalanya terasa ingin ditinggalkan. Terima kasih telah percaya, bahwa usaha tak pernah sia-sia. Karya ini bukan sekadar akhir, tapi jejak dari perjalanan panjang yang kau ukir dengan air mata, doa, dan kekuatan yang diam-diam tumbuh dalam diam. Hari ini, izinkan aku berbangga, bukan karena segalanya sempurna, tapi karena aku tidak pernah menyerah”

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.

Puji dan Syukur penulis haturkan kepada kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena berkat Rahmat dan hidayah-Nya kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul **“Perancangan Struktur Beton Bertulang Bangunan Hotel 8 Lantai Tahan Gempa Di Kota Palembang Berdasarkan Sni 1726-2019 Dan Sni 2847-2019”**

Dalam proses penyusunan laporan kerja praktik ini, penulis menerima banyak dukungan, arahan, serta bimbingan dari berbagai pihak. Sebagai bentuk penghargaan dan rasa terima kasih, penulis ingin menyampaikan apresiasi yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang telah berkontribusi, antara lain:

1. Kepada keluarga saya tercinta, atas doa, semangat, dan dukungan yang tak henti-hentinya hingga laporan ini dapat terselesaikan.
2. Ibu Dr. Ir. Hardayani Haruno, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas IBA Palembang, atas dukungan dan perannya selama proses kegiatan kerja praktik.
3. Bapak Robi Sahbar, S.T., M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas IBA sekaligus Dosen Pembimbing II, atas bimbingan, arahan, dan masukan yang sangat membantu.
4. Bapak Ir. Sapta, S.T., M.T., IPU, Asean Eng., selaku Dosen Pembimbing I, yang telah memberikan pendampingan serta panduan dalam menyusun dan menyelesaikan laporan ini.
5. Kepada seluruh pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu, yang telah memberikan bantuan, masukan, serta kritik yang konstruktif demi tersusunnya laporan kerja praktik ini secara maksimal.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa laporan ini masih memiliki banyak kekurangan, baik dari sisi penulisan maupun isi.

Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iv
SURAT PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT.....	v
ABSTRAK.....	vi
ABSTRACT.....	vii
MOTTO.....	viii
PERSEMBAHAN.....	ix
KATA PENGANTAR.....	x
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xiv
DAFTAR TABEL.....	xvi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan masalah.....	2
1.3 Tujuan Perencanaan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Sistematika Penulisan.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Definisi Hotel.....	4
2.2 Struktur Beton Bertulang.....	4
2.3 Pembebanan Struktur.....	5
2.3.1 Beban Mati.....	5
2.3.2 Beban Mati Tambahan (SIDL)	6
2.3.3 Beban Hidup.....	6
2.3.4 Beban Gempa.....	8

2.4	Prinsip Dasar Struktur Tahan Gempa.....	8
2.4.1	Klasifikasi Jenis Tanah.....	8
2.4.2	Percepatan Puncak (PGA) Pada Permukaan Tanah.....	9
2.4.3	Respon Spektral Percepatan S_{MS} dan S_{MI} Pada Permukaan Tanah.....	11
2.4.4	Parameter Respon Spektra Percepatan Desain.....	13
2.4.5	Identifikasi Respon Spektral Desain	13
2.4.6	Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa ...	14
2.4.7	Kategori Desain Gempa (KDG).....	16
2.4.8	Resiko Kegempaan	17
2.4.9	Gaya Geser Dasar Gempa.....	19
2.4.10	Periode Fundamental Alami.....	19
2.4.11	Pembesaran Momen Torsi Tidak Terduga.....	21
2.4.12	Simpangan Antar Tingkat	22
2.4.13	Efek P-Delta dan <i>Soft Storey</i>	23
2.5	Stabilitas Struktur.....	25
2.6	Sistem Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa	25
2.6.1	Kekuatan Perlu.....	25
2.6.2	Kekuatan Desain	26
BAB III METODOLOGI PENELITIAN		41
3.1	Metodologi penelitian	41
3.1.1	Prosedur penelitian.....	41
3.1.2	Metode pelaksanaan	43
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN		44
4.1	Data Rencana Struktur	45
4.1.1	Material dan Dimensi Struktur.....	46
4.2	Pembebanan Struktur	46
4.2.1	Beban Gravitasi.....	46
4.3	Sistem Struktur.....	49
4.3.1	Data Respon Spektra.....	49
4.3.2	Parameter Gempa.....	51
4.4	Analisa Struktur.....	51

4.4.1 Pembebanan Struktur	51
4.4.2 Penentuan Periode Fundamental Stuktur	52
4.4.3 Beban Geser Dasar Gempa	54
4.4.4 Modal Respon Spektrum.....	55
4.4.5 Simpangan (Displacement) Akibat Pengaruh Beban Gempa	57
4.4.6 Pemeriksaan <i>Story Drifts</i>	58
4.4.7 Distribusi Gaya Gempa.....	61
4.4.8 Stabilitas Guling.....	62
4.4.9 Pengaruh P-Delta	63
4.4.10 Ketidakberaturan Struktur Vertikal (Irregularitas Vertikal).....	64
4.4.11 Ketidakberaturan Struktur Horizontal (Irregularitas Horizontal)	70
4.5 Kombinasi Beban.....	71
4.6 Perancangan komponen struktur SRPMK	72
4.6.1 Pelat Lantai	73
4.6.2 Balok.....	73
4.6.3 Kolom	91
4.7 Pembahasan.....	119
4.7.1 Permodelan Struktur	119
4.7.2 Desain Elemen Struktur	121
BAB V PENUTUP	126
5.1 Kesimpulan	126
5.2 Saran.....	126

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_S) di batuan dasar (S_B)	10
Gambar 2.2	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun	10
Gambar 2.3	Spektrum Respon Desain	14
Gambar 2.4	Faktor Pembesaran Torsi	21
Gambar 2.5	Penentuan Simpangan Antar Tingkat	22
Gambar 2.6	Gaya Geser Rencana SRPMM	30
Gambar 2.7	Contoh Senggang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimal Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal	35
Gambar 2.8	Gaya Geser Rencana SRPMK	36
Gambar 2.9	Penulangan Transversal Pada Kolom	39
Gambar 2.10	enulangan Transversal Pada Kolom Dengan Nilai $P_u > 0,3Agfc'$ atau $fc' > 70 \text{ MPa}$	39
Gambar 3.1	<i>Flowchart</i> Prosedur penelitian	42
Gambar 3.2	<i>Flowchart</i> Metode Pelaksanaan Perencanaan	43
Gambar 4.1	Perspektif Struktur Bangunan Rencana.....	44
Gambar 4.2	Denah Struktur Lantai 2	44
Gambar 4.3	Denah Struktur Lantai 3 – Lantai 8	45
Gambar 4.4	Denah Struktur Lantai Atap.....	45
Gambar 4.5	Denah Pembebanan Struktur Lantai 2.....	47
Gambar 4.6	Denah Pembebanan Struktur Lantai 3 – Lantai 8.....	48
Gambar 4.7	Denah Pembebanan Struktur Lantai Atap	48
Gambar 4.8	Denah Pembebanan Dinding Lantai 2 – Lantai 8.....	49
Gambar 4.9	Kurva Respon Spektrum Gempa Rencana	51
Gambar 4.10	Mode 1 Transisi Arah Sumbu Y	56
Gambar 4.11	Mode 2 Transisi Arah Sumbu X.....	56

Gambar 4.12	Mode 3 Rotasi	57
Gambar 4.13	Grafik <i>Displacement</i>	60
Gambar 4.14	Grafik <i>Interstory</i>	60
Gambar 4.15	Diagram Momen Pelat Lantai 2 Arah x.....	73
Gambar 4.16	Diagram Momen Pelat Lantai 2 Arah y.....	73
Gambar 4.17	Tulangan perlu Balok B1 40 x 60.....	77
Gambar 4.18	Tulangan Perlu Balok B2	81
Gambar 4.19	Tulangan Perlu Balok B3	85
Gambar 4.20	Hasil desain denah struktur balok lantai 2 – lantai atap	88
Gambar 4.21	Detail Balok B1.1	89
Gambar 4.22	Detail Balok B1.2	89
Gambar 4.23	Detail Balok B2	90
Gambar 4.24	Detail Balok B3	90
Gambar 4.25	Rencana Penampang Kolom K1.....	91
Gambar 4.26	Diagram Interaksi Kolom K1 Arah x	92
Gambar 4.27	Diagram Interaksi Kolom K1 Arah y	93
Gambar 4.28	Rencana Penampang Kolom K2.....	94
Gambar 4.29	Diagram Interaksi Kolom K2 Arah x	97
Gambar 4.30	Diagram Interaksi Kolom K2 Arah y	98
Gambar 4.31	Rencana Penampang Kolom K3.....	101
Gambar 4.32	Diagram Intraksi Kolom K3 Arah x	102
Gambar 4.33	Diagram Interaksi Kolom K3 Arah y	103
Gambar 4.34	Rencana Penampang Kolom K4.....	106
Gambar 4.35	Diagram Interaksi Kolom K4 Arah x	107
Gambar 4.36	Diagram Interaksi Kolom K4 Arah y	108
Gambar 4.37	Rencana Penampang Kolom K5.....	111
Gambar 4.38	Gambar Diagram Interaksi Kolom K5 Arah x	112
Gambar 4.39	Diagram Interaksi Kolom K5 Arah y	113
Gambar 4.40	Hasil Desain Denah Kolom Lantai 1 – Lantai 4	116
Gambar 4.41	Hasil Desain Denah Kolom Lantai 5 – Lantai 8	116
Gambar 4.42	Hasil Desain Detail Kolom K1.....	116

Gambar 4.43	Hasil Desain Detail Kolom K2.....	117
Gambar 4.44	Hasil Desain Detail Kolom K3.....	117
Gambar 4.45	Hasil Desain Detail Kolom K4.....	118
Gambar 4.46	Hasil Desain Detail Kolom K5.....	118

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Beban Mati Komponen Gedung.....	6
Tabel 2.2	Beban Hidup terdistribusi Merata dan terpusat Minimum.....	7
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs.....	9
Tabel 2.4	Faktor Amplifikasi untuk PGA (F_{PGA})	11
Tabel 2.5	Koefisien Periode Pendek (F_a)	12
Tabel 2.6	Koefisien Periode 1,0 detik (F_v)	12
Tabel 2.7	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban.....	14
Tabel 2.8	Faktor Keutamaan Gempa.....	16
Tabel 2.9	Kategori Desain Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode Pendek (S_{DS})	17
Tabel 2.10	Kategori Desain Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 detik (S_{D1})	17
Tabel 2.11	Tingkat Resiko Kegempaan	17
Tabel 2.12	Faktor R , Ω_0 , dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	18
Tabel 2.13	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung.....	20
Tabel 2.14	Nilai parameter periode pendekatan (C_t dan α)	20
Tabel 2.15	Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_{izin})	22
Tabel 2.16	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)	27
Tabel 2.17	Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial.....	27
Tabel 2.18	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk Seksi Akhir dari Prategang	27
Tabel 4.1	Dimensi Kolom	46
Tabel 4.2	Dimensi Balok.....	46
Tabel 4.3	Rekap Beban Gravitasi.....	52
Tabel 4.4	Perioda Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi <i>Un-Crack</i> ..	53
Tabel 4.5	Perioda Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi <i>Crack</i>	53

Tabel 4.6	Rangkuman Beban Mati dan Hidup Pasal 7.7.2 SNI 1726-2019	54
Tabel 4.7	<i>Base shear</i> sebelum terkoreksi (<i>crack</i>)	55
Tabel 4.8	<i>Base shear</i> setelah terkoreksi (<i>crack</i>)	55
Tabel 4.9	Rasio Model Partisipasi Massa.....	55
Tabel 4.10	Data Peralihan lantai akibat beban lateral	57
Tabel 4.11	<i>Story Drifts</i> arah sumbu X.....	58
Tabel 4.12	<i>Story Drifts</i> arah sumbu Y	59
Tabel 4.13	Berat Struktur per lantai akibat Beban Mati dan Hidup	61
Tabel 4.14	Distribusi Gaya Gempa Perlantai Arah Sumbu-X.....	61
Tabel 4.15	Distribusi Gaya Gempa Perlantai Arah Sumbu-Y.....	62
Tabel 4.16	Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-X.....	63
Tabel 4.17	Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-Y	63
Tabel 4.18	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah X.....	64
Tabel 4.19	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah Y	65
Tabel 4.20	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah X	67
Tabel 4.21	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah Y.....	68
Tabel 4.22	Pemeriksaan story drift ratio (pengecualian) arah X.....	69
Tabel 4.23	Pemeriksaan story drift ratio (pengecualian) arah Y	69
Tabel 4.24	Ketidakteraturan Struktur horizontal.....	70
Tabel 4.25	Ketidakteraturan Struktur horizontal	71
Tabel 4.26	Diagram Interaksi Kolom (K1) Arah X.....	92
Tabel 4.27	Diagram Interaksi Kolom (K1) Arah Y	93
Tabel 4.28	Diagram Interaksi Kolom (K2) Arah X.....	97
Tabel 4.29	Diagram Interaksi Kolom (K2) Arah Y	98
Tabel 4.30	Diagram Interaksi Kolom (K3) Arah X.....	102
Tabel 4.31	Diagram Interaksi Kolom (K3) Arah Y	103
Tabel 4.32	Diagram Interaksi Kolom (K4) Arah X.....	107
Tabel 4.33	Diagram Interaksi Kolom (K4) Arah Y	108
Tabel 4.34	Diagram Interaksi Kolom (K5) Arah X.....	112
Tabel 4.35	Diagram Interaksi Kolom (K5) Arah Y	113

Tabel 4.36	Analisa Komponen Struktur Pelat Lantai.....	121
Tabel 4.37	Analisa Komponen Struktur Balok B1 (40 x 60)	122
Tabel 4.38	Analisa Komponen Struktur Balok B2 (20 x 40)	122
Tabel 4.39	Analisa Komponen Struktur Balok B3 (25 x 60)	122
Tabel 4.40	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K1 80x80.	123
Tabel 4.41	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K2 65x65.	123
Tabel 4.42	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K3 70x70.	124
Tabel 4.43	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K4 55x55.	124
Tabel 4.44	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K5 60x60.	125

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Palembang merupakan ibu kota Provinsi Sumatera Selatan yang telah menyelenggarakan event besar seperti Asian Games 2018. Hal ini menunjukkan bahwa Palembang berkembang pesat menjadi salah satu pusat pariwisata di Indonesia yang mendorong peningkatan jumlah wisatawan baik domestik maupun mancanegara. Berdasarkan Dinas Pariwisata Kota Palembang pada tahun 2024 jumlah wisatawan meningkat sebesar 32,1% dan mencapai angka 2,1 juta wisatawan yang berkunjung ke Palembang. Peningkatan jumlah wisatawan ini mendorong pertumbuhan sektor pembangunan khususnya hotel. Seiring dengan pertumbuhan tersebut, aspek keandalan struktur menjadi hal yang sangat penting untuk diperhatikan dalam perencanaan bangunan, terutama di wilayah yang memiliki potensi risiko gempa. Berdasarkan SNI 1726:2019 Kota Palembang, terletak di wilayah dengan gempa kuat, Oleh karena itu, struktur bangunan harus dirancang agar mampu menahan beban gempa sesuai dengan ketentuan yang berlaku.

Struktur beton bertulang menjadi pilihan umum dalam pembangunan gedung bertingkat karena keunggulannya dalam kekuatan, daya tahan, dan kemudahan pelaksanaan konstruksi. Namun, dalam merancang struktur beton bertulang, perlu mempertimbangkan aspek kekuatan dan kekakuan untuk menjamin keandalan bangunan terhadap beban gravitasi maupun beban gempa.

Untuk menjamin ketahanan struktur terhadap beban gempa, perencanaan struktur harus mengacu pada peraturan yang berlaku yaitu, SNI 1726:2019 yang merupakan pedoman dalam perencanaan ketahanan gempa struktur bangunan, dan SNI 2847:2019 mengatur tentang persyaratan desain dan pelaksanaan beton struktural untuk bangunan gedung. Keduanya menjadi standar utama yang wajib diikuti dalam proses perancangan struktur beton bertulang yang handal.

Pada penelitian ini, fokus utama adalah perancangan struktur beton bertulang untuk bangunan hotel di Kota Palembang. Berdasarkan Uraian diatas, penulis mengambil judul penelitian “Perancangan Struktur Beton Bertulang Bangunan Hotel 8 Lantai Tahan Gempa di Kota Palembang Berdasarkan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019”

1.2 Rumusah Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, rumusan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Pemodelan struktur bangunan hotel terhadap beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019.
2. Desain komponen struktur bangunan berdasarkan SNI 2847:2019.

1.3 Tujuan Perencanaan

Berdasarkan pada rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Melakukan pemodelan struktur bangunan hotel terhadap beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019.
2. Mendesain struktur bangunan berdasarkan SNI 2847:2019.

1.4 Batasan Masalah

Perancangan struktur merupakan proses yang kompleks. Agar pembahasan tetap terfokus dan tidak melebar dari tujuan utama, penulis menetapkan beberapa batasan sebagai berikut :

1. Pemodelan struktur bangunan hotel menggunakan *software* ETABS
2. struktur bangunan dimodelkan dengan perletakan jepit-jepit pada sloof.
3. Perencanaan struktur hanya dilakukan pada struktur atas, seperti kolom, balok, dan plat lantai.
4. Beban-beban yang bekerja hanya diperhitungkan beban mati (*Dead Load*), beban hidup (*Live Load*), beban SIDL(*super imposed dead load*), dan beban gempa.

5. Dasar- dasar perhitungan menggunakan Standar Nasional Indonesia sebagai berikut :
 - SNI 2847:2019, persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung
 - SNI 1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung
 - SNI 1727:2020, Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan Gedung dan struktur lain
6. Bangunan bertulang 8 lantai dengan 1 lantai atap.

1.5 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan dalam tugas akhir ini disusun ke dalam 5 (lima) bab dengan uraian sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini membahas tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan masalah, batasan masalah dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan tentang teori yang mendasari dari penelitian.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini membahas mengenai pengumpulan data dan metode Analisa pada perancangan.

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

Bab ini membahas hasil dari analisa pada perancangan.

BAB V PENUTUP

Bab ini akan membahas mengenai Kesimpulan dari hasil Analisa dan saran untuk penelitian berikutnya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Definisi Hotel

Berdasarkan SK. Menparpostel No.Km.34/NK103/MPPT.87, hotel merupakan jenis dari akomodasi yang mempergunakan sebagian atau seluruh bangunan untuk menyediakan jasa pelayanan penginapan, termasuk makan dan minum serta jasa lainnya bagi umum, yang dikelola secara publik dan memenuhi ketentuan-ketentuan yang ditetapkan di dalam Keputusan Pemerintah.

Konsep hotel berawal dari abad ke-18 di London, Inggris, Ketika kata “Garni” yang merupakan rumah besar yang menyewakan kamar untuk menginap dengan jangka waktu harian hingga bulanan mulai terkenal di kalangan Masyarakat saat itu. Istilah “hotel” berkembang dari kata dalam Bahasa Prancis, yaitu *Hostel* yang berasal dari Bahasa Latin *Hospes*. Pada Tahun 1797, istilah hotel resmi diperkenalkan kepada Masyarakat sebagai sebutan untuk tempat penginapan komersial.

SNI 1726:2019 mengklasifikasikan bangunan hotel sebagai struktur dengan kategori risiko II dan faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1. Standar ini mensyaratkan desain struktur yang memadai untuk menjamin keselamatan penghuni selama terjadi gempa bumi.

2.2 Struktur Beton Bertulang

Struktur beton bertulang merupakan gabungan antara beton dan baja tulangan yang bekerja secara komposit untuk menahan beban, di mana beton memiliki kekuatan tekan yang tinggi namun lemah terhadap tarik, sedangkan baja tulangan memberikan kekuatan tarik yang diperlukan. Komponen utamanya meliputi balok (*beam*), kolom (*column*), pelat lantai (*slab*), dan pondasi (*foundation*), yang dirancang untuk bekerja sama dalam menyalurkan beban secara efisien. Struktur ini memiliki beberapa keunggulan, seperti daya tahan tinggi terhadap beban tekan dan lentur, ketahanan api yang lebih baik dibandingkan material seperti baja, biaya perawatan yang relatif rendah karena ketahanannya

terhadap cuaca dan korosi (jika dirancang dengan baik), serta fleksibilitas dalam bentuk yang memungkinkan berbagai desain arsitektural. Namun, beton bertulang juga memiliki kelemahan, seperti bobot struktur yang besar sehingga memerlukan pondasi kuat, waktu pelaksanaan lebih lama akibat proses pengeringan beton (curing), dan kerentanan terhadap retak jika tidak dirancang dengan tepat.

2.3 Pembebanan Struktur

Proses pembebanan struktur merupakan langkah krusial dalam perancangan bangunan, meliputi identifikasi, perhitungan, dan penerapan berbagai beban eksternal dan internal yang mempengaruhi kinerja struktur. Penelitian ini mengkhususkan analisis pada empat jenis beban utama:

1. Beban mati (*Dead Load*) - berat tetap struktur dan komponen non-struktural
2. Beban mati tambahan (*SIDL/Super Imposed Dead Load*)- material finishing dan utilitas bangunan
3. Beban hidup (*Live Load*) - akibat aktivitas penghuni dan penggunaan bangunan
4. Beban gempa (*Seismic Load*) - dihitung berdasarkan respons spektra sesuai zona gempa

Perhitungan beban dilakukan secara komputasi menggunakan ETABS, memungkinkan pemodelan struktur multidimensi, analisis interaksi elemen, dan evaluasi kinerja struktur secara menyeluruh.

2.3.1 Beban Mati

Beban mati (*Dead load*) merupakan beban permanen yang bekerja pada struktur sepanjang umur bangunan, berasal dari berat sendiri elemen struktur dan komponen non-struktural yang terpasang secara tetap. Beban ini bersifat konstan, tidak berubah terhadap waktu, dan mencakup berat seluruh material konstruksi seperti beton, baja, dinding, lantai, plafon, serta instalasi bangunan yang melekat secara permanen. Dalam perancangan struktur, beban mati harus dihitung secara presisi karena menjadi dasar penentuan kapasitas elemen struktur dan

memengaruhi perhitungan beban-beban lainnya. pada Tabel 2.1 dapat dilihat beban mati komponen gedung.

Tabel 2.1 Beban mati komponen gedung.

Material	Nilai	Satuan
Adukan (semen) per cm tebal	21	Kg/m ²
Adukan (kapur/semen merah) per cm tebal	17	Kg/m ²
Aspal per cm tebal	14	Kg/m ²
Batu bata merah (pasangan berbatu)	450	Kg/m ²
Batu bata merah (setengah batu)	250	Kg/m ²
Batako berlubang 20 cm	200	Kg/m ²
Batako berlubang 10 cm	120	Kg/m ²
Batako tanpa lubang 15 cm	300	Kg/m ²
Batako tanpa lubang 10 cm	200	Kg/m ²
Langit-langit dan dinding semen-asbes (≤ 4 mm)	11	Kg/m ²
Kaca (3-5 mm tebal)	10	Kg/m ²
Lantai kayu sederhana + balok	40	Kg/m ²
Penggantung langit-langit	7	Kg/m ²
Penutup atap genteng + reng	50	Kg/m ²
Penutup atap sirap	40	Kg/m ²
Penutup atap seng bergelombang	10	Kg/m ²
Lantai ubin	24	Kg/m ²
Semen-asbes bergelombang (5 mm)	11	Kg/m ²

Sumber : PPIUG-1987.

2.3.2 Beban Mati Tambahan (SIDL)

Beban mati tambahan (SIDL/*Super Imposed Dead Load*) merupakan beban permanen yang bekerja pada struktur setelah konstruksi utama selesai, berasal dari material finishing dan komponen non-struktural yang terpasang secara tetap. Beban ini mencakup elemen-elemen seperti lantai, plafon, dinding partisi, serta instalasi mekanikal dan elektrik yang menjadi bagian integral bangunan.

2.3.3 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban dinamis yang bekerja pada struktur akibat aktivitas penghuni dan penggunaan bangunan. Berbeda dengan beban mati, besar dan distribusi beban hidup bersifat tidak tetap (variabel) selama masa layan struktur. Nilainya ditentukan berdasarkan fungsi ruang dan diatur dalam standar perencanaan

struktur yang berlaku. Menurut SNI 1726:2020 Pasal 4.3.1, besaran beban hidup yang digunakan dalam perencanaan bangunan tercantum pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Beban hidup terdistribusi merata dan terpusat minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Dudukan mesin elevator		
Pada area (50 x 50) mm		1,33
Kontruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan		
Pada aera (25x25)mm		0,89
Jalur penyelamatan saat kebakaran	4,79	
Hunian satu keluarga saja	1,92	
Garasi		
Mobil penumpang saja	1,92	
helipad		
Helicopter dengan berat lepas landas sebesar 13,35 kN atau kurang	1,92	
Helicopter dengan berat lepas landas lebih dari 13,35 kN	2,87	
Rumah sakit		
Ruang operasi, laboratorium	2,87	4,45
Ruang Pasien	1,92	4,45
Koridor diatas lantai pertama	3,83	4,45
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	2,87	4,45
Ruang penyimpanan	7,18	4,45
Koridor di atas lantai pertama	3,83	4,45
Pabrik		
Ringan	6,00	8,90
Berat	11,97	13,35
Rumah Tinggal		
Semua ruangan kecuali tangga	0,96	
Ruang pribadi dan koridornya	1,92	
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	0,96	
<i>Awning</i> atau kanopi	0,24	
sekolah		
Ruang kelas	1,92	4,45
Koridor diatas lantai pertama	3,83	4,45
Koridor lantai pertama	4,79	4,45

Sumber : SNI 1727:2020 Tabel 4.3.1.

2.3.4 Beban Gempa

Beban gempa merupakan gaya dinamis yang bekerja pada struktur akibat gerakan tanah selama gempa, bersifat lateral dan siklik. Dalam perancangan struktur, beban ini harus diperhitungkan secara cermat karena dapat menyebabkan respons dinamis yang berpotensi memicu kerusakan mulai dari retak lokal hingga keruntuhan. Standar desain seperti SNI 1726:2019 mengatur perhitungan beban gempa dengan mempertimbangkan zona seismik, jenis tanah, dan karakteristik struktur, bertujuan menjamin kekuatan, kekakuan, dan daktilitas struktur melalui prinsip-prinsip desain kapasitas (*capacity design*) dan mekanisme leleh terkendali.

Pendekatan analisis seperti respons spektrum digunakan untuk mensimulasikan pengaruh gempa, dengan mempertimbangkan periode getar alami struktur dan spektrum respons seismik wilayah setempat. Hasil analisis ini menjadi dasar penentuan konfigurasi struktur, detail penulangan, serta sistem penahan gaya lateral yang memadai untuk memastikan keselamatan penghuni dan keutuhan bangunan selama gempa terjadi.

2.4 Prinsip Dasar Struktur Tahan Gempa

Struktur tahan gempa dirancang dengan menerapkan prinsip yang bertujuan untuk memastikan keamanan bangunan dan penghuninya saat terjadinya gempa bumi. Prinsip tersebut adalah keseimbangan antara kekakuan dan fleksibilitas, dimana struktur harus memiliki kekakuan yang cukup untuk menahan beban gempa tanpa mengalami deformasi berlebihan, namun tetap mengedepankan daktilitas yang membuat struktur berderformasi tanpa adanya kerusakan pada struktur.

2.4.1 Klasifikasi Jenis Tanah

Untuk menentukan percepatan maksimum dan respons spektrum pada suatu lokasi, langkah pertama yang perlu dilakukan adalah mengidentifikasi dan mengklasifikasikan jenis tanah di lokasi perencanaan. Hal ini sangat penting karena karakteristik tanah berpengaruh langsung terhadap perilaku gelombang gempa yang merambat ke permukaan, khususnya dalam hal amplifikasi getaran. Semakin lunak tanah di suatu area, umumnya semakin besar pula amplifikasi yang terjadi, sehingga

berdampak pada besarnya respons struktur terhadap gempa. Klasifikasi jenis tanah dilakukan dengan mengacu pada kondisi tanah hingga kedalaman 30 meter dari permukaan tanah, sebagaimana diatur dan ditunjukkan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

	Klasifikasi Situs	$\bar{V}_s$ (m/dt)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A	Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1.500$	N/A	N/A
B	Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1.500$	N/A	N/A
C	Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D	Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E	Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$ Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plasitistas (PI) > 20. 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase ($\bar{S}_u$) < 35 kPa		
F	Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon spesifik (<i>Site Response Analysis</i>)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : • Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah • Lempung organik tinggi dan/atau gambut dengan ketebalan > 3m • Lapisan lempung lunak atau medium kaku dengan ketebalan H > 35 m		

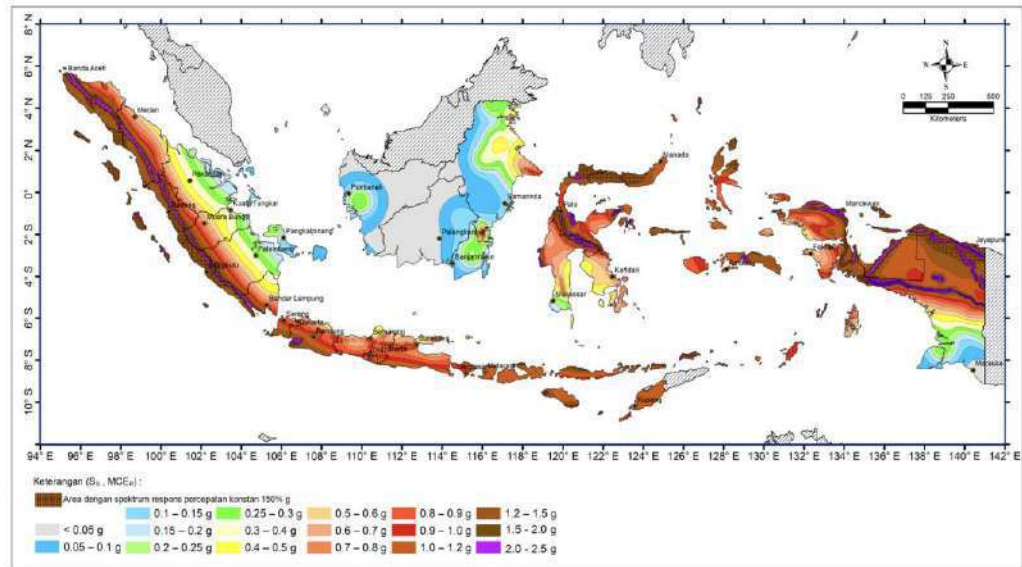
Keterangan : N/A = tidak dapat di pakai

Sumber : SNI 1726-2019 Pasal 5.3 Tabel 5

2.4.2 Percepatan Puncak (PGA) Pada Permukaan Tanah

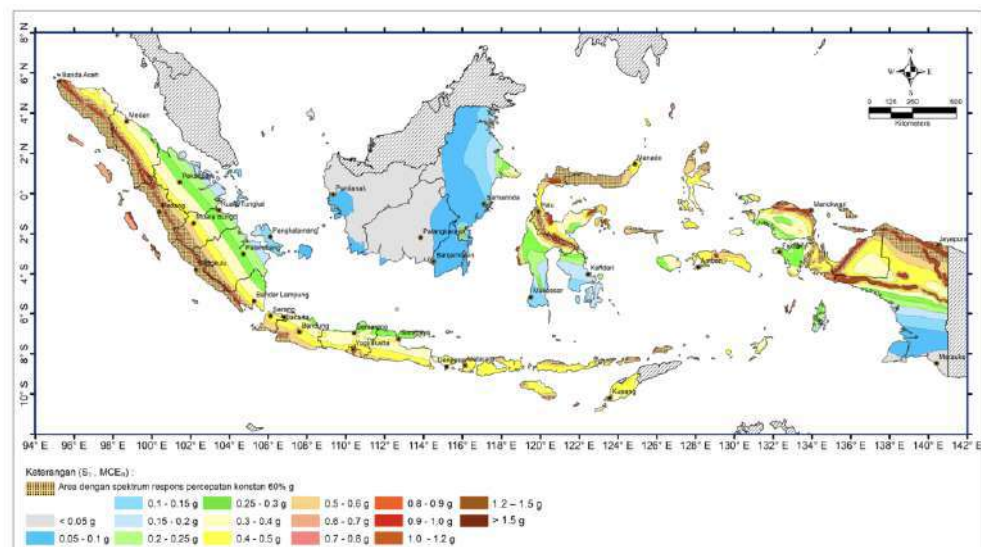
Nilai percepatan puncak tanah (*Peak Ground Acceleration/PGA*) di permukaan merupakan salah satu parameter penting dalam analisis risiko seismik dan diperoleh dengan cara mengalikan nilai percepatan puncak pada batuan dasar (SB) dengan faktor amplifikasi PGA (FPGA). Nilai SB ini diperoleh dari peta zonasi gempa yang disusun berdasarkan data seismik dan geologi regional. Sementara itu, faktor FPGA merupakan nilai koreksi yang digunakan untuk memperhitungkan pengaruh kondisi tanah setempat terhadap respons gempa di permukaan. Besarnya nilai FPGA sangat dipengaruhi oleh klasifikasi jenis tanah atau kondisi situs, yang ditentukan berdasarkan kriteria pada Tabel 2.3, dan nilai

numeriknya dapat dilihat pada Tabel 2.4. Proses ini penting untuk mendapatkan nilai PGA yang lebih representatif terhadap kondisi lapangan sesungguhnya.



Gambar 2.1 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_s) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesia 2017



Gambar 2.2 Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_I) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesia 2017

Tabel 2.4 Faktor Amplifikasi untuk PGA (F_{PGA})

Klasifikasi situs	S_{PGA}				
	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA = 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat Padat dan Batuan Lunak (Sc)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber : SNI 1726-2019 Pasal 6.7.3 Tabel 10

Keterangan :

S_{PGA} = Nilai PGA di batuan dasar (SB) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2019

SS = Lokasi yang membutuhkan investigasi geoteknik dan analisis respon spesifik

Nilai percepatan puncak di permukaan tanah dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$PGA_M = F_{PGA} \times S_{PGA} \dots \dots \dots (2.1)$$

Keterangan :

PGA_M = Nilai Percepatan puncak di permukaan tanah berdasarkan klasifikasi situs

F_{PGA} = Faktor amplifikasi untuk PGA

2.4.3 Respon Spektral Percepatan S_{Ms} dan S_{M1} pada Permukaan Tanah

Respon spektral menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan Tunggal (SDOF) terhadap getaran tanah pada berbagai frekuensi atau periode alami dengan redaman tertentu. Untuk menghitung percepatan spektral gempa pada permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada dua periode kritis, yaitu 0,2 detik (getaran periode pendek) dan 1,0 detik. Nilai respon

spektral pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) diperoleh dengan mengalikan F_a (Faktor amplifikasi percepatan periode pendek) dan F_v (Faktor amplifikasi percepatan untuk periode 1 detik), seperti pada persamaan dibawah ini.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.3)$$

Keterangan :

- F_a = Koefisien perioda pendek dapat dilihat pada Tabel 2.5
 F_v = Koefisien perioda 1,0 detik dapat dilihat pada Tabel 2.6
 S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik dibatuan dasar (S_B)
 S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1,0 detik dibatuan dasar (S_B) berdasarkan pada Peta Gempa Indonesia 2010 lihat Gambar 2.6, 2.7, dan 2.8

Tabel 2.5 Koefisien Periode Pendek (F_a)

Kelas situs	Parameter respon spectral percepatan gempa pada periode pendek 0,2 detik (S_s)					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.2 Tabel 6

Tabel 2.6 Koefisien Periode 1,0 detik (F_v)

Kelas situs	Parameter respon spectral percepatan gempa pada periode pendek 0,2 detik (S_s)					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.2 Tabel 7

2.4.4 Parameter Respon Spektra Percepatan Desain

Parameter respons percepatan gempa untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1,0 detik (S_{D1}) dapat dihitung menggunakan rumus atau persamaan sebagai berikut::

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.5)$$

2.4.5 Identifikasi Respon Spektral Desain

Jika prosedur Gerak Tanah Situs Spesifik tidak digunakan untuk menentukan Respon Spektra Desain, maka kurva spektrum respon desain harus mengacu pada Gambar 2.4 dan memenuhi ketentuan yang tercantum di bawah ini

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 ($T < T_0$), nilai respon spectral desain (S_a) dihitung dengan persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.6)$$

- Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s ($T_0 \leq T \leq T_s$), nilai respon spektral desain sama dengan S_{DS} .

- Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil atau sama dengan T_L , Respons spectral percepatan desain (S_a) dihitung dengan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.7)$$

- Untuk periode lebih besar dari T_s , nilai respon spectral desain (S_a) dihitung dengan persamaan :

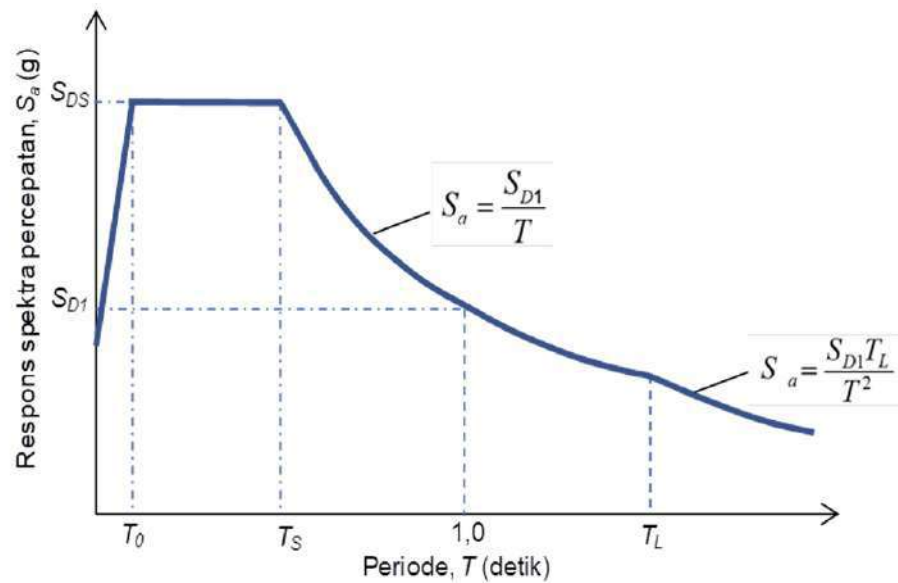
$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan :

- S_{DS} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek
 S_{D1} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1,0 detik
 T = Periode getar fundamental struktur
 T_L = Periode Panjang dapat dilihat pada Gambar 2.9

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.10)$$



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.4

2.4.6 Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Klasifikasi risiko struktur bangunan terbagi menjadi empat kategori (I hingga IV) sebagaimana tercantum dalam Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non-gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : • Fasilitas pertanian, Perkebunan, peternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I

Tabel 2.7 (Lanjutan) Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I,II,IV, tetapi tidak dibatasi untuk : • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/ rumah susun • Pusat perbelanjaan/ deparment store • Bangunan industry • Fasilitas manufaktur pabrik	II
Gedung dan non-gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tetapi tidak dibatasi untuk : • bioskop • gedung pertemuan • stadion • fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • fasilitas penitipan anak • penjara • panti jompo gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar atau gangguan massal terhadap kehidupan Masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, tetaoi tidak dibatasi untuk : • pusat pembangkit Listrik biasa • fasilitas penanganan air • fasilitas penanganan limbah • pusat telekomunikasi gedung dan non gedung yang teidak termasuk dalam kategori resiko IV, (tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	III

Tabel 2.7 (Lanjutan) Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban

Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah ibadah • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV
--	----

Sumber : SNI 2726-2019, Pasal 4.1.2 Tabel 3

Tabel 2.8 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : SNI 2726-2019, Pasal 4.1.2 Tabel 4

2.4.7 Kategori Desain Gempa (KDG)

Penentuan Kategori Desain Gempa (KDG) dilakukan dengan mengacu pada Tabel 2.11 dan Tabel 2.12. Dalam proses evaluasi, nilai yang lebih besar atau lebih berat dari kedua tabel tersebut akan menjadi penentu utama dalam menetapkan KDG. Pendekatan ini bersifat konservatif untuk memastikan tingkat keamanan struktur yang memadai terhadap beban gempa. Hasil penentuan KDG ini kemudian

akan menjadi dasar dalam menetapkan parameter desain seismik, persyaratan ketahanan gempa, serta detail struktural bangunan.

Tabel 2.9 Kategori Dasin Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode Pendek (S_{DS})

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

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.5 Tabel 8

Tabel 2.10 Kategori Desain Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 detik (S_{D1})

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

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.5 Tabel 8

2.4.8 Resiko Kegempaan

Berdasarkan SNI 1726-2019 tingkat resiko gempa ditentukan oleh KGD seperti pada Tabel 2.9.

Tabel 2.11 Tingkat Resiko Kegempaan

Kode	Tingkat Resiko Kegempaan		
	Rendah	Menengah	Tinggi
RSNI 1726-201X	KDG	KDG	KDG
	A,B	C	D,E,F

Sumber : Konsep SNI Gempa 1726-2019

Parameter sistem struktur (R , Ω_0 , dan C_e) untuk rangka pemikul momen dapat ditentukan dengan merujuk pada Tabel 2.14, dengan mempertimbangkan tingkat risiko seismik yang telah ditetapkan dalam Tabel 2.9. Penentuan parameter ini penting karena berkaitan langsung dengan kinerja struktur terhadap beban gempa. Tabel 2.13 memberikan nilai-nilai spesifik untuk koefisien modifikasi

respons (R), faktor pembesaran beban (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_e) berdasarkan klasifikasi risiko gempa dari Tabel 2.9.

Tabel 2.12 Faktor R , Ω_0 , dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem rangka pemikul momen	Koefisien modifikasi respon (R) ^a	Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) ^b	Faktor pembesaran defleksi (C_d) ^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^d				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : 1726-2019, Pasal 7.2.2 Tabel 12

Keterangan

TB = Tidak ada Batasan

TI = Tidak di izinkan

^a = koefisien modifikasi respon (R) untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai R mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin

^b = Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih (Ω_0), lebih besar atau sama dengan 2,5, maka Ω_0 di izinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

^c = Faktor pembesaran simpangan lateral (C_d), untuk penggunaan dalam 0,0, dan 0

^e = untuk penjelasan sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 72 m atau kurang.

^m = untuk sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 48 m atau kurang.

2.4.9 Gaya Geser Dasar Gempa

Gaya geser dasar seismik (V) pada arah tertentu perlu dihitung menggunakan persamaan berikut ini :

$$V = C_S \cdot W \dots\dots\dots (2.11)$$

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.12)$$

Nilai C_S mengikuti ketentuan sebagai berikut

- Untuk $T \leq T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.13)$$

- Untuk $T > T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.14)$$

- Untuk $S_1 \geq 0,6 g$

$$C_S = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.15)$$

- Nilai minimum C_S

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.16)$$

Keterangan :

C_S	=	Koefisien respon seismik
W	=	Berat seismic efektif
S_{D1}	=	Parameter percepatan respon spectral
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
T	=	Periode fundamental respon spectral
R	=	Koefisien modifikasi respon

2.4.10 Periode Fundamental Alami

Berdasarkan SNI 1726-2019 periode fundamental struktur (T) harus ditentukan berdasarkan sifat-sifat struktural dan karakteristik deformasi elemen penahan beban. Nilai T tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan

atas pada priode yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.11 dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan sesuai 0.

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respon spectral desain pada 1 detik (S_{D1})	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 7.8.2 Tabel 17

Berdasarkan SNI 1727-2019, terdapat beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung periode alami struktur beserta batasan nilai perioda maksimum yang diperbolehkan, meliputi :

- Metode pendekatan umum

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (2.17)$$

Batasan atas perioda struktur :

$$T < C_u \times T_a \dots\dots\dots (2.18)$$

Keterangan :

- T_a = Perioda dasar perkiraan
 h_n = Tinggi permukaan diatas permukaan tanah
 C_u = Koefisien yang diambil di Tabel 2.11
 C_t dan x = Koefisien yang diambil di Tabel 2.12

Tabel 2.14 Nilai parameter periode pendekatan (C_t dan x)

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

Sumber : SNI 1727-2019, Pasal 7.8.2.1 Tabel 18

- Untuk struktur yang tidak melampaui 12 tingkat dengan tinggi Tingkat tidak kurang dari 3 meter, digunakan persamaan :

$$T_a = 0,1 \times N \dots \dots \dots (2.19)$$

Keterangan :

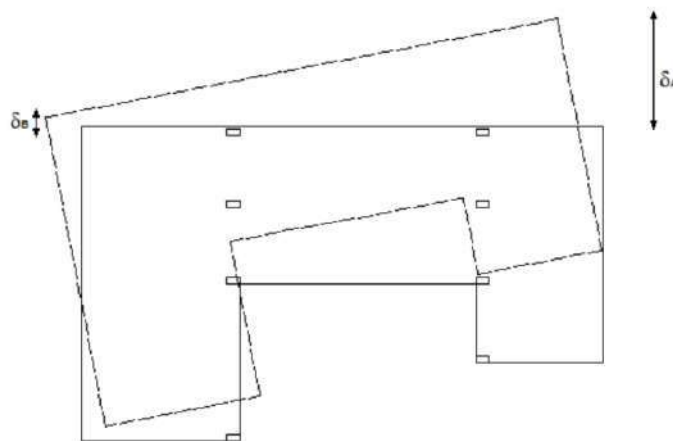
N = Jumlah Tingkat

2.4.11 Pembesaran Momen Torsi Tidak Terduga

Menurut ketentuan SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4.3, struktur yang dirancang untuk Kategori Desain Gempa (KDG) C, D, E, atau F wajib mempertimbangkan efek ketidakteraturan torsi Tipe 1a atau 1b dalam perhitungan desain. Apabila kondisi tersebut terjadi, momen harus dikalikan dengan faktor pembesaran torsi (A_x) yang dapat ditentukan berdasarkan diagram pada Gambar 2.2 dan perhitungan menggunakan persamaan berikut :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2 \dots \dots \dots (2.20)$$

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \dots \dots \dots (2.21)$$

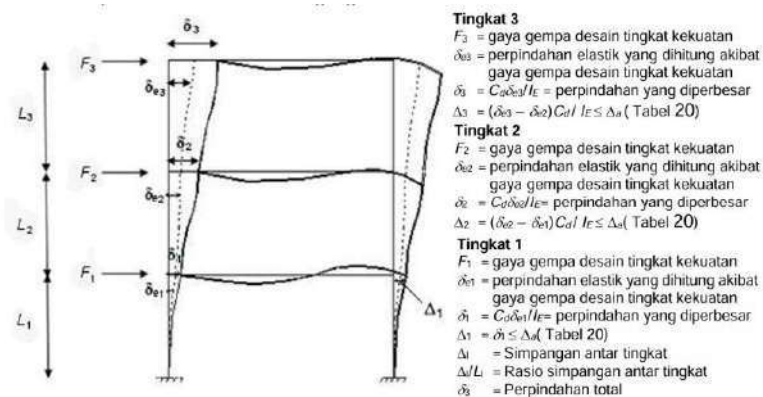


Gambar 2.4 Faktor Pembesaran Torsi (A_x)

Sumber : SNI 1727-2019, Pasal 7.8.4.3

2.4.12 Simpangan Antar Tingkat

SNI 1726-2019 Pasal 7.8.6 mengatur bahwa perhitungan simpangan antar tingkat (Δ) harus mempertimbangkan selisih antara simpangan pusat massa di tingkat atas dan bawah, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.3. Apabila posisi pusat massa tidak sejajar secara vertikal (dalam arah Z), perhitungan simpangan di dasar tingkat dapat dilakukan berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.



Gambar 2.5 Penentuan simpangan antar Tingkat

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 7.8.6

Nilai simpangan relatif antar lantai (Δ) harus memenuhi persyaratan batas maksimum yang diizinkan (Δ_{izin}) sesuai ketentuan dalam Tabel 2.16. Secara spesifik :

Tabel 2.15 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_{izin})

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

Sumber : SNI 1727-2019, Pasal 7.8.6

Berdasarkan Gambar 2.2 didapatkan persamaan sebagai berikut

$$\text{Rasio Simpangan} = \frac{\Delta_{xe}}{L} \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.23)$$

Keterangan :

- C_d = Faktor pembesar defleksi
- δ_{xe} = Lendutan hasil Analisa struktur kondisi elastis
- I_e = Faktor keutamaan bangunan
- h_{sx} = Tinggi Tingkat dibawah Tingkat X

2.4.13 Efek P-Delta dan *Soft Storey*

Kekuatan struktur merupakan kemampuan suatu bangunan untuk menahan berbagai jenis beban yang bekerja padanya. Dalam perencanaan struktur tahan gempa, dikenal konsep *beam sway mechanism*, yaitu mekanisme di mana kerusakan atau terbentuknya sendi plastis diharapkan terjadi pada ujung-ujung balok dan kaki kolom. Oleh karena itu, kolom harus dirancang memiliki kekuatan yang lebih besar dibandingkan balok, sesuai prinsip *strong column–weak beam*. Evaluasi terhadap kekuatan struktur dapat dilakukan melalui analisis efek P-Delta serta pemeriksaan potensi terjadinya *soft story*.

1. Efek P-Delta

Pada setiap Tingkat dihitung dengan persamaan :

$$\theta = \frac{P_x \delta_x}{V_x h_x C_d} \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan :

- P_x = Jumlah seluruh beban tak terfaktor desain di atas level x
- δ_x = *Inter storydrift* level x
- V_x = Geser Tingkat antara level x dan level $(x - 1)$
- h_x = Tinggi Tingkat dibawah level x
- C_d = Faktor pembesar defleksi
- θ = Koefisien stabilitas
- θ_{min} = 0,1

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

- β = Rasio geser perlu terhadap kapasitas geser untuk Tingkat yang ditinjau, boleh di ambil nilai 1,0
- Jika $\theta < \theta_{min}$, maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan.
 - Jika $\theta_{min} \leq \theta \leq \theta_{max}$, maka pengaruh P-Delta perlu di hitung
 - Jika $\theta > \theta_{max}$, maka struktur tidak stabil dan perlu di desain ulang

2. *Soft Storey (column sway mechanism)*

Soft storey atau *column sway mechanism* merupakan kondisi keruntuhan yang terjadi pada struktur bangunan bertingkat, khususnya pada lantai dengan kekakuan relatif rendah (*soft storey*), akibat pengaruh beban gempa. Dalam kondisi ini, kolom mengalami leleh lebih dahulu dibandingkan balok. Fenomena tersebut umumnya disebabkan oleh ketidakteraturan vertikal pada struktur, terutama ketidakteraturan dalam kekakuan yang dikenal sebagai “tingkat lunak.” Menurut SNI 1726:2019, definisi dan kriteria mengenai tingkat lunak dijelaskan sebagai berikut :

- Ketidakberaturan (1a) terjadi apabila terdapat suatu Tingkat kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga Tingkat diatasnya

$$70\% \left(\frac{\delta_{1e}}{h_1} \right) > \frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$80\% \left(\frac{\delta_{1e}}{h_1} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} + \frac{(\delta_{3e}-\delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e}-\delta_{3e})}{h_4} \right] \dots\dots\dots (2.26)$$

- Ketidakberaturan yang berlebihan (1b) terjadi apabila kekakuan sembarang Tingkat kurang dari 60% kekakuan Tingkat diatasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata Tingkat diatasnya. Ketidakberaturan ini tidak diizinkan untuk koefisien desain gempa (KDG) E dan F

$$60\% \left(\frac{\delta_{1e}}{h_1} \right) > \frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$70\% \left(\frac{\delta_{1e}}{h_1} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} + \frac{(\delta_{3e}-\delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e}-\delta_{3e})}{h_4} \right] \dots\dots\dots (2.18)$$

Catatan :

Apabila struktur termasuk dalam ketidakberaturan (1a) atau ketidakberaturan yang berlebihan (1b) gunakan Analisa modal spektrum (*respon spectrum method*) dan ketidakberaturan dianggap tidak berlaku apabila seluruh rasio *drift* antar Tingkat memiliki nilai yang melebihi 1,3 kali rasio drift Tingkat diatasnya.

2.5 Stabilitas Struktur

Kestabilan struktur secara umum mencakup tiga aspek utama, yaitu stabilitas terhadap geser, penurunan fondasi, dan stabilitas terhadap guling (*overturning*). Namun, dalam tugas akhir ini analisis difokuskan pada aspek kestabilan guling. Fokus ini dipilih karena pada struktur bagian atas, beban lateral merupakan faktor yang paling berpotensi menyebabkan terjadinya kondisi guling pada bangunan. Untuk mengurangi risiko tersebut, berat sendiri struktur dimanfaatkan sebagai gaya penyeimbang, sebagaimana dijelaskan dalam persamaan berikut.

$$0,75 M_{ST} > M_{OT} \dots\dots\dots (2.29)$$

Keterangan :

M_{OT} = Jumlah gaya overturning akibat gaya lateral

M_{ST} = Momen stabilitas yang dihasilkan oleh beban mati struktur

2.6 Sistem Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa

Berdasarkan SNI 2847-2019, perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa harus memenuhi persyaratan kekuatan yang dimana kekuatan pada Struktur dan komponen struktur yang didesain harus melebihi kekuatan yang diperlukan.

$$KEKUATAN RENCANA \geq KEKUATAN PERLU$$

$$\phi S_n \geq U$$

2.6.1 Kekuatan Perlu

Kapasitas kekuatan struktur dinyatakan dalam bentuk momen ultimate dan beban terfaktor yang dihitung berdasarkan ketentuan pembebanan standar dikalikan dengan faktor pengali yang pas. Sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2019 Kekuatan

perlu dinotasikan dengan U yang menunjukkan hasil kombinasi beban sesuai dengan persyaratan berikut.

- 1) $U = 1,4D$
- 2) $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R)$
- 3) $U = 1,2D + 1,0L \pm 1,6W + 0,5(A \text{ atau } R)$
- 4) $U = 0,9D \pm 1,6 W$
- 5) $U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E$
- 6) $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan

D	=	Beban mati
L	=	Beban hidup
A	=	Beban atap
R	=	Beban hujan
W	=	Beban angin
E	=	Beban gempa ($E_v + E_h$)
E_v	=	Beban gempa vertical (0,2 SDS D)
E_h	=	Beban gempa horizontal

2.6.2 Kekuatan Desain

Dalam proses desain kekuatan struktur, Tingkat keamanan ditentukan melalui kombinasi antara faktor beban dan faktor reduksi (ϕ). Berdasarkan SNI 2847-2019, kekuatan desain dihitung berdasarkan kuat nominal komponen struktur yang kemudian dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ). Penerapan faktor (ϕ) ini bertujuan untuk :

- Mengakomodasi variabel kekuatan material dan toleransi dimensi saat proses konstruksi
- Mengkompensasi ketidakakuratan dalam persamaan desain
- Mempertimbangkan aspek daktilitas dan kemungkinan adanya pembebanan alternatif

Nilai-nilai faktor reduksi beban ϕ mengacu pada Tabel 2.18 dan 2.20.

Tabel 2.16 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Gaya		ϕ	Pengecualian
(a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65-0,90 Sesuai dengan Tabel 2.2	Didekat ujung komponen pratarik (retension) dimana strand belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan Tabel 2.19
(b)	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa
(c)	Torsi	0,75	-

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 21 Tabel 21.2.1

Tabel 2.17 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial

Regangan Tarik Netto (ε_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan <i>transversal</i>			
		spiral		Tulangan lainnya	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	(a)	0,65	(b)
$\varepsilon_t < \varepsilon_{ty} < 0,005$	Transisi ^[1]	$0,75 + 0,15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_y)}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	-	
Untuk penampang transisi, diizinkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan					

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 21 Tabel 21.2.2

Tabel 2.18 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk Seksi Akhir dari Prategang

Kondisi di dekat ujung komponen	Tegangan beton akibat beban layan ^[1]	Jarak dari ujung komponen ke penampang yang ditinjau	(ϕ)	
Semua strand terlekat	Tidak berlaku	$\leq \ell_{tr}$	0,75	(a)
		$\ell_{tr} \text{ hingga } \ell_d$	Interpolasi linear dari 0,75 ke 0,90 [2]	(b)
Satu atau lebih dari strand tanpa lekatan	Tarik tidak terhitung	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0,75	(c)

Sumber : Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 21 Tabel 21.2.3

Dalam perencanaan struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang dirancang untuk menahan beban gempa rencana, digunakan nilai faktor reduksi kekuatan (ϕ) sebagai berikut:

- Untuk elemen struktur penahan gempa yang mengalami geser dengan kekuatan geser nominal lebih kecil dibanding gaya geser akibat peningkatan kekuatan lentur nominal, digunakan $\phi = 0,55$.
- Pada diafragma, nilai faktor reduksi untuk geser tidak boleh melebihi nilai minimum faktor reduksi geser yang digunakan pada elemen vertikal sistem pemikul beban lateral.
- Untuk geser pada sambungan balok-kolom serta balok perangkai (*coupling beam*) dengan tulangan diagonal, digunakan $\phi = 0,80$.

Sesuai dengan SNI 2847-2019, perencanaan struktur tahan gempa disesuaikan dengan Kategori Desain Seismik (KDS) yang ditentukan berdasarkan koordinat lokasi pembangunan. Pembagian sistem struktur berdasarkan KDS adalah sebagai berikut:

- SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa) digunakan pada struktur dengan KDS B, yaitu daerah dengan risiko gempa rendah.
- SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah) diterapkan pada struktur dengan KDS C, yaitu daerah dengan risiko gempa menengah.
- SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) berlaku pada struktur dengan KDS F, yaitu daerah dengan risiko gempa tinggi.

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) merupakan salah satu sistem struktur yang umum digunakan pada bangunan gedung bertingkat. Berbeda dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), SRPMB tidak memiliki persyaratan ketat terkait detail penulangan dan kapasitas elemen struktur. Pada SRPMB, elemen balok, kolom, maupun sambungan antara balok dan kolom dapat didesain tanpa memenuhi ketentuan khusus yang biasanya diterapkan pada sistem yang lebih daktail.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) mensyaratkan tulangan atas dan bawah yang bersifat menerus, serta menerapkan ketentuan khusus untuk

kekuatan geser dan detail penulangan pada area-area kritis struktur. Fenomena keruntuhan struktur saat gempa umumnya dipicu oleh kegagalan geser pada elemen balok atau kolom. Berdasarkan SNI 1727-2019 terdapat dua pilihan dalam menentukan gaya geser terfaktor guna untuk meminimalisir kegagalan terhadap geser saat terjadi gempa.

- Gaya geser terfaktor ditentukan oleh kuat momen nomina dari komponen struktur dan beban gravitasi di atasnya dengan nilai ϕ sama dengan 1,0. Beban aksial rencana terfaktor (P_u) harus dipilih dari yang memiliki nilai kuat momen terbesar pada kolom.
- Mendasarkan gaya geser ultimate (V_u) dari kombinasi beban termasuk beban gempa (E), yang harus dihitung dengan kombinasi ($U=1,2D+1,0L\pm2,0E$).

Selain persyaratan yang telah disebutkan, SNI 1729-2019 juga menetapkan ketentuan pendetailan pada balok, kolom, dan sambungannya untuk mengurangi risiko kegagalan geser, sebagai berikut:

a. Persyaratan pendetailan balok

Untuk balok dengan beban aksial tekan terfaktor melebihi $0,1 A_g \times f'_c$, penulangan pada komponen SRPMM harus memenuhi ketentuan detail balok sesuai Pasal 25.7.2.2 serta memenuhi salah satu persyaratan dalam Pasal 25.7.2.3 atau 25.7.2.4.

- Penulangan Lentur
 - Kekuatan momen positif pada pertemuan kolom dan balok tidak boleh kurang dari 1/3 kuat momen negative pada pertemuan kolom dan balok
 - Baik kekuatan momen positif ataupun momen negative pada sepanjang bentang penampang tidak boleh kurang dari 1/5 kuat momen maksimum.
- Penulangan Geser
 - Pada kedua ujung komponen struktur lentur, harus dipasang sengkang sepanjang dua kali tinggi komponen ($2h$) dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama dipasang maksimum 50 mm dari muka perletakan (kolom), dengan spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi:

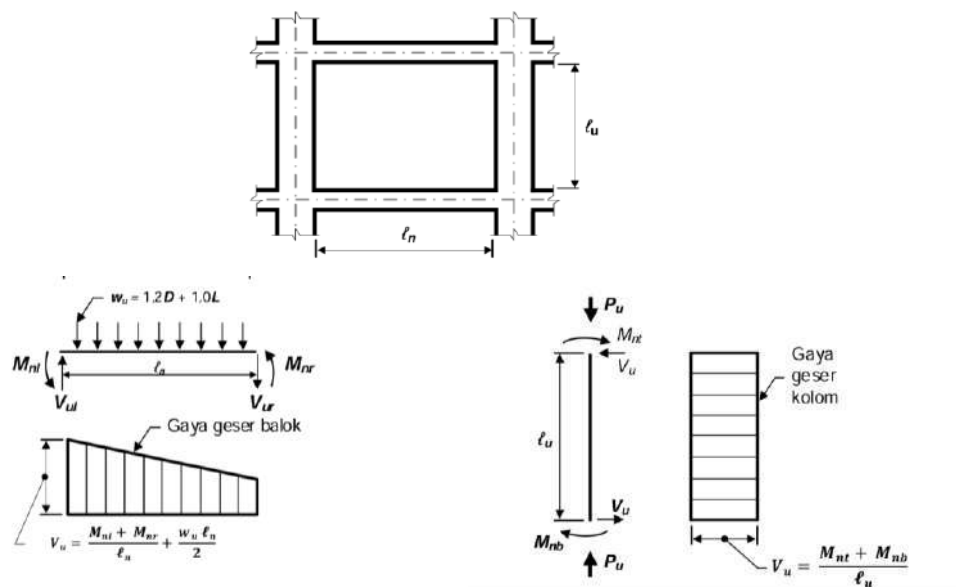
$d/4$

delapan kali diameter tulangan *longitudinal* terkecil

24 kali diameter Sengkang, dan

300 mm

- Sengkang yang berada diluar daerah ujung balok harus dipasang dengan jarak maksimum $d/2$



Gambar 2.6 Gaya Geser Rencana SRPMM

Sumber : SNI 2847 – 2019, Pasal 18.4.2

b. Persyaratan pendetailan kolom

Balok yang memiliki tekan aksial terfaktor melebihi $0,1 A_g x f'_c$ Penulangan komponen SPRMM harus memenuhi detailing kolom pada pasal 18.5 pada SNI 2847-2019, kecuali bila komponen kolom ditulangi dengan tulangan sirip dengan persamaan :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \dots \dots \dots (2.30)$$

Keterangan :

ρ_s = Rasio Tulangan sirip

A_g = Luas brutto penampang (mm^2)

A_c = Luas inti komponen tekan yang ditulangi tulangan sirip (mm^2)

f'_c = Kuat tekan beton (MPa)

f_y = Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang (MPa)

Namun, jika komponen kolom tidak ditulangi tulangan sirip maka, detailing kolom dan *joint* sebagai berikut :

- Spasi maksimal sengkang ikat yang dipasang pada “Io” dari muka pertemuan balok-kolom adalah “So”. Jarak So tidak boleh melebihi:
 - Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 - 24 kali diameter Sengkang ikat
 - Setengah dimensi penampang terkecil kolom, dan
 - 300 mm
- Panjang pada Lo tidak boleh kurang dari nilai maksimal berikut :
 - 1/6 tinggi bersih kolom
 - Dimensi terbesar kolom, dan
 - 500 mm
- Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak lebih dari 0,5. So dari muka pertemuan balok-kolom

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.5, spasi pada ikatan Sengkang pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2. So dan Tulangan Sengkang pada titik pertemuan balok dan kolom harus memenuhi ketentuan tulangan geser minimum dengan persamaan berikut :

$$A_v = \frac{75 \sqrt{f'_c}}{1200} \frac{b_w \cdot S}{f_y} \dots\dots\dots (2.31)$$

Keterangan :

A_v = Luas tulangan geser (mm^2) tidak boleh melebihi $(1/3) \cdot b_w \cdot S / f_y$

- b_w = Lebar badan balok (mm)
 s = Jarak tualngan geser (mm)

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menerapkan berbagai persyaratan desain yang ketat meliputi pembatasan kualitas material baja tulangan, penulangan atas dan bawah menerus, mensyaratkan kekuatan geser pada *joint*, *strong coloumn-weak beam* (SCWB), penggunaan kapasitas maksimum yang mungkin tercapai, dan pendekatan area pengekanan pada daerah kritis (sendi plastis).

a. Persyaratan pendetailan balok

Pada SNI 2847-2019 Pasal 18.6 terdapat persyaratan pendetailan komponen struktur lentur pada SRPMK sebagai berikut :

- Persyaratan Gaya dan Geometri pada Pasal 18.6.2
 - Gaya aksial terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 A_g x f'_c$
 - Bentang bersih komponen struktur (L_n) tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya ($4d$), $\frac{L_n}{d} \geq 4$.
 - Perbandingan antar lebar balok (b) dan tingginya (h) tidak boleh kurang dari 0,3 dan 250 mm, $\frac{b}{h} \geq 0,3 \text{ dan } 250 \text{ mm}$.
 - Lebar balok tidak boleh kurang dari 250 mm, dan lebarnya tidak boleh melebihi dari lebar dari kolom ditambah jarak pada sisi kolom yang tidak boleh melebihi $\frac{3}{4}$ tinggi balok, $250 \text{ mm} < b \leq c + 2 \left(\frac{3}{4} h \right)$
 - Persamaan keseimbangan gaya dan momen dapat di cari dengan persamaan berikut :

Apabila M_n diketahui :

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85 x f'_c x b}} \dots\dots\dots (2.32)$$

Apabila A_s diketahui :

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} \dots\dots\dots (2.33)$$

Menghitung momen desain :

$$\phi M_n = \phi \left[A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \dots\dots\dots (2.34)$$

Keterangan :

- a = Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen
 A_s = Luas tulangan perlu
 b = Lebar badan
 ϕ = Faktor reduksi lentur nilainya 0,9

Batasan tulangan lentur minimum ($A_{s\min}$)

Berdasarkan pasal 9.6.1.2, $A_{s\min}$ tidak boleh kurang dari :

$$A_{s\min} = \frac{1\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.35)$$

$$A_{s\min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.36)$$

Rasio tulangan seimbang (ρ_b)

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.37)$$

Keterangan :

- $A_{s\min}$ = Tulangan Lentur minimum
 b_w = Lebar badan
 d = Jarak dari tulangan
 β_1 = Rasio dimensi

- Tulangan *Longitudinal* (Lentur) pada Pasal 18.6.3
 - Kuat lentur positif balok pada pertemuan kolom harus lebih besar sama dengan $\frac{1}{2}$ kuat lentur negatifnya dan kuat lentur positif maupun negative pada setiap penampang disepanjang bentang harus lebih besar sama dengan $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.
 - Sambungan lewatan pada tukangn lentur harus diberi tulangan pengikat yang berupa Sengkang tertutup atau spiral yang membungkus seluruh panjang sambungan. Jarak antar pengikat tidak boleh melebihi $(d/4)$ atau 100 mm. sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada : Daerah hubungan balok dan kolom (*joint*)

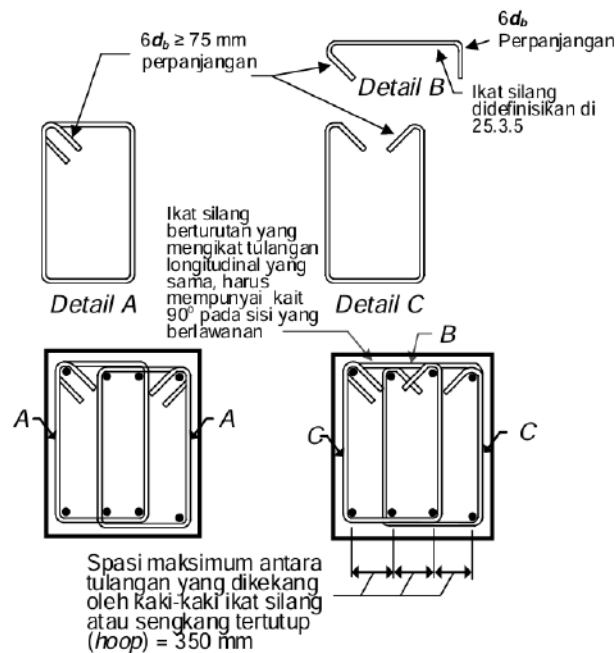
daerah dengan jarak dua kali tinggi balok dari muka *joint*, dan pada tempat yang berdasarkan hasil analisis, menunjukkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastic struktur rangka.

- Tulangan *Transversal* pada Pasal 18.6.4

Tulangan *transversal* atau Sengkang tertutup merupakan tulangan pada komponen lentur yang memiliki fungsi untuk mengekang beton agar terhindar dari spalling (pengelupasan) pada selimut beton pada saat terjadi gempa kuat yang menimbulkan gaya lateral pada struktur, terutama pada daerah sendi plastis. Berikut ini persyaratan sengkang tertutup.

- Sengkang tertutup harus terpasang pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan ke arah Tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur dan disepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua dari suatu penampang dimana leleh lentur diharapkan dapat terjadi sehubungan dengan terjadinya deformasi inelastic struktur rangka
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar Sengkang tertutup tidak boleh melebihi $d/4$
- enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama
- 150 mm

Tulangan *transversal* dapat dipasang tunggal atau bertumpuk, dengan ujung dilengkapi kait gempa seperti pada Gambar 2.7. Pengikat silang dibentuk dengan sudut minimal 135° (atau 90° untuk sengkang cincin) dan perpanjangan $6d$.

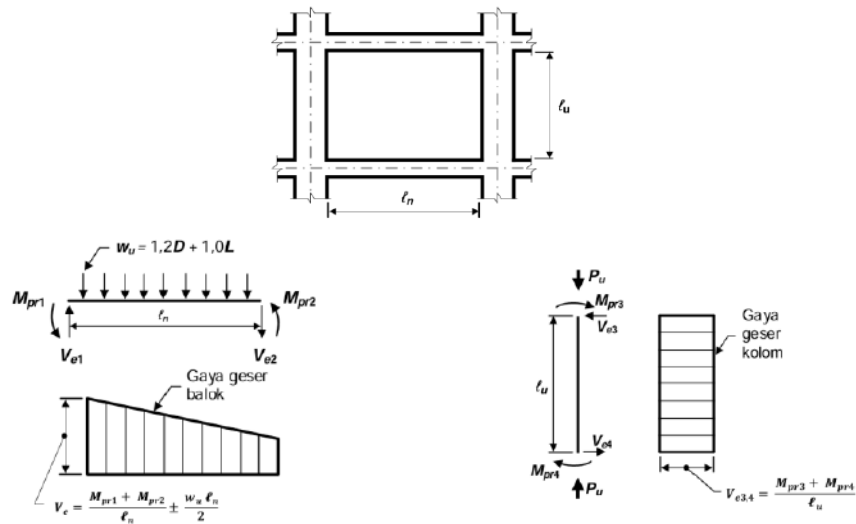


Gambar 2.7 Contoh Sengkang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Ilustrasi Batasan Maksimal Spasi Horizontal Penumpu Batang *Longitudinal*
Sumber : SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4

- Persyaratan Kuat Geser
 - Gaya geser rencana (V_e) tergantung pada besaran relatif beba gravitasi dan geser yang dihasilkan oleh momen ujung.
 - Momen-momen ujung (M_{pr}) berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar $1,25f_y$.
 - Persamaan gaya geser :

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u x d}{M_u} \right) \frac{b x d}{7} \dots \dots \dots (2.38)$$

$$V_s = \frac{A_v x f_{yt} x d}{s} \dots \dots \dots (2.39)$$
 - Momen-momen ujung (M_{pr}) untuk kolom tidak perlu lebih besar dari momen-momen yang dihasilkan oleh M_{pr} . Balok-balok yang menyambung ke dalam sambungan balok dan kolom. V_e tidak boleh kurang dari hasil analisis struktur.



Gambar 2.8 Gaya Geser Rencana SRPMK

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 18.6.5

- Perencanaan Geser untuk Balok

Perencanaan geser untuk balok pada SRPMK, seperti terlihat pada Gambar Gambar 2.8 didasarkan atas persamaan berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2} \dots\dots\dots (2.40)$$

Keterangan :

- V_e = Gaya geser ultimate balok akibat gempa
- M_{pr1} = Kemungkinan momen diperletakan 1 akibat goyangan kekiri atau ke kanan
- M_{pr2} = Kemungkinan momen diperletakan 2 akibat goyangan kekiri atau ke kanan
- W_u = Beban terfaktor akibat gravitasi
- L = Panjang bentang bersih balok

b. Persyaratan pendetailan kolom

Pada SNI 2847-2019 Pasal 18.7 terdapat persyaratan pendetailan komponen struktur kolom pada SRPMK sebagai berikut :

- Persyaratan Gaya dan Geometri pada Pasal 18.7.2.

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.7.2.1, kolom-kolom harus memenuhi persyaratan berikut :

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus dari titik pusat dan tidak kurang dari 300 mm
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

- Perencanaan Lentur pada Pasal 18.7.3.2

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan persamaan berikut ini.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb} \dots\dots\dots (2.41)$$

Keterangan :

ΣM_{nc} = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang menyambung kedalam *joint*, yang di analisis di muka-muka *joint*. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang senilai dengan gaya-gaya lateral untuk menghasilkan nilai kuat lentur terkecil

ΣM_{nb} = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menyambung kedalam *joint*, yang dianalisis di muka-muka *joint*. Pada balok-T, dimana pelat dalam kondisi Tarik akibat momen-momen di muka jpint, tulangan pelat dalam lebar efektif di asumsikan berkontribusi terhadap ΣM_{nb} jika tulangan pelat tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritisnya.

Apabila persamaan tidak terpenuhi, maka kuat lateral dan kekauan kolom tersebut harus diabaikan dalam perhitungan kekuatan dan kekakuan struktur.

- Tulangan Longtudinal pada Pasal 18.7.4

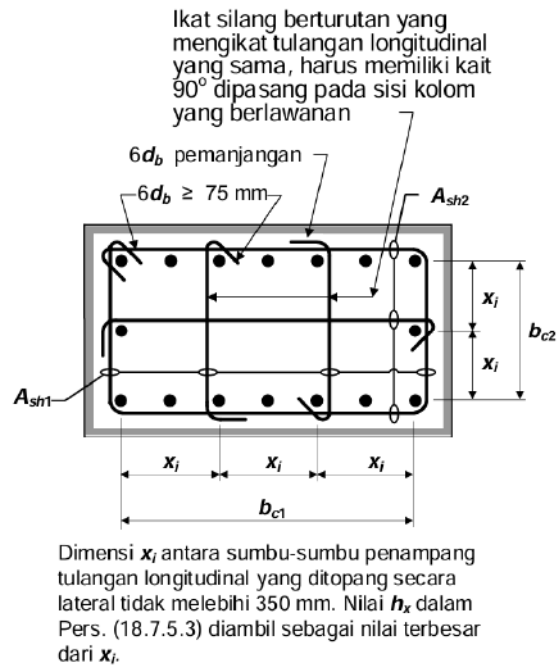
- Luas pada tulangan *longitudinal* (A_{st}) tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak melebihi $0,06 A_g$.

- Pada kolom-kolom dengan Sengkang bundar, jumlah batang tulangan *longitudinal* tidak boleh kurang dari 6.
- Sambungan las untuk menyambungkan tulangan lentur tidak boleh ditempatkan di daerah sendi plastis

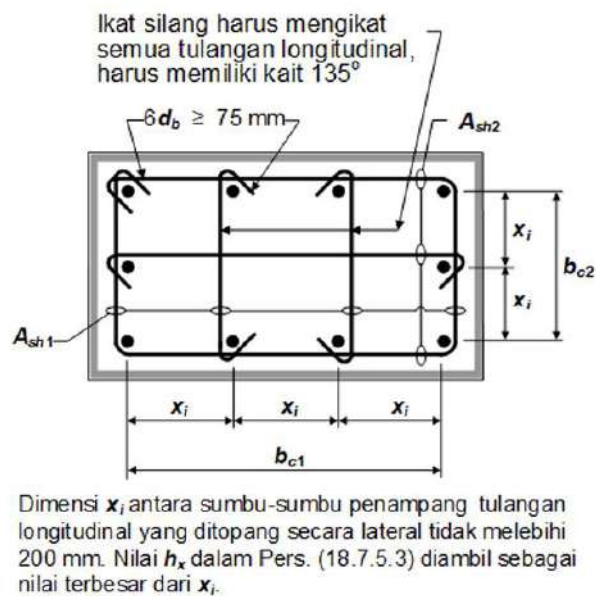
- Tulangan *Transversal* pada Pasal 18.7.5.2

Tulangan *transversal* pada kolom berfungsi sebagai pengekang daerah inti kolom sehingga kolom memiliki perilaku duktail. Dalam SNI 2847-2019 pada pasal 18.7.5.2 tulangan tranversal harus sesuai dengan persyaratan berikut ini.

- Tulangan *transversal* harus terdiri dari spiral Tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), Sengkang pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang
- Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan *longitudinal*
- Ikat silang dengan ukuran batang tulangan senilai atau lebih kecil dari diameter sengkang pengekang diizinkan sesuai dengan batasan D10 yang melingkari tulangan *longitudinal* D32 atau yang lebih kecil dan D13 yang melingkari tulangan *longitudinal* D36 atau yang lebih besar.
- Jika digunakan Sengkang pengekang persegi maupun ikat silang, tulangan *transversal* tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan *longitudinal*
- Jarak antar tulangan *longitudinal* di sepanjang penampang kolom yang bertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekang tidak boleh melewati 350 mm
- Ketika nilai $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$ pada kolom dengan Sengkang pengekang, setiap batang disekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang, dan jarak antar tulangan tidak boleh melebihi 200 mm.

Gambar 2.9 Penulangan *Transversal* Pada Kolom

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 18.7.5.2

Gambar 2.10 Penulangan *Transversal* Pada Kolom DenganNilai $P_u > 0,3A_gf'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 18.7.5.2

- Perencanaan Geser untuk Kolom pada Pasal 18.7.6

Gaya geser Desain (V_e) harus perhitungkan dengan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok dan kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya maksimum harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum (M_{pr}) dari komponen struktur yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja. Gaya geser desain dapat dihitung dengan persamaan berikut yang berdasarkan Gambar 1.2

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x \dots\dots\dots (2.42)$$

Keterangan :

V_c = Gaya geser desain

N_u = Gaya aksial

d_x = Jarak dari tulangan

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Metodologi Penelitian

Metodologi penelitian adalah seperangkat prinsip ilmiah yang menjadi dasar dalam pelaksanaan penelitian agar hasilnya dapat dipertanggungjawabkan secara akademik. Penelitian ini menggunakan pendekatan *mixed methods* yang mengintegrasikan analisis kualitatif dan kuantitatif secara menyeluruh. Tahap awal melibatkan kajian literatur kualitatif terhadap Standar Nasional Indonesia (SNI) dan berbagai teori terkait perilaku struktur beton bertulang untuk membangun kerangka konseptual. Selanjutnya, analisis kuantitatif dilakukan melalui simulasi numerik guna mengevaluasi respons struktur terhadap berbagai kondisi pembebanan, dengan mempertimbangkan karakteristik material, aspek geometris, dan faktor lingkungan spesifik lokasi penelitian.

Pendekatan terpadu ini dirancang untuk memenuhi tiga prinsip dasar perancangan struktur yaitu :

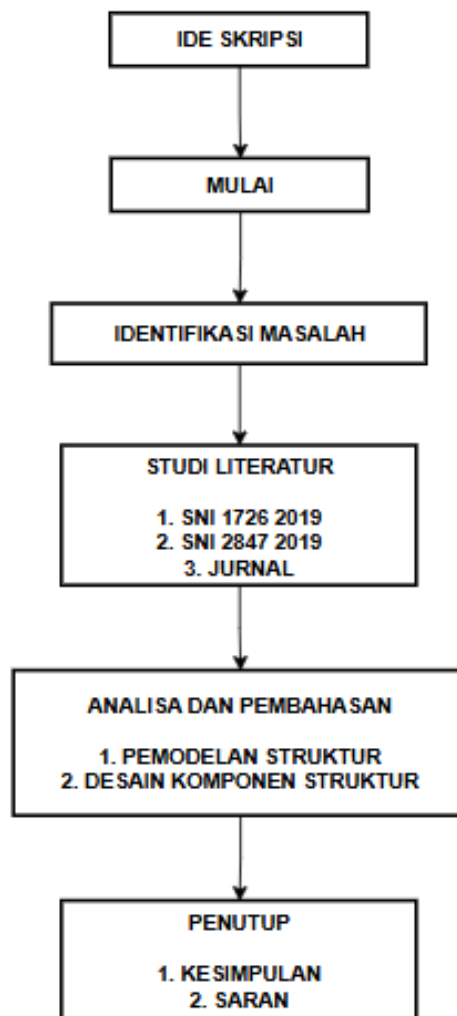
1. aspek keamanan melalui penerapan faktor reduksi kekuatan yang tepat,
2. kapasitas kekuatan elemen yang melebihi beban ultimit.
3. pengendalian deformasi lateral melalui kriteria kekakuan.

Validasi hasil penelitian dilakukan melalui perbandingan dengan kasus-kasus sejenis dan verifikasi silang antara perhitungan manual dan komputasi. Dengan metodologi ini, diharapkan dapat dihasilkan desain struktur yang memenuhi standar teknis, efisien secara ekonomi, dan dapat diaplikasikan pada kondisi geoteknik di wilayah Kota Palembang.

3.1.1 Prosedur Penelitian

Prosedur penelitian merupakan rangkaian tahapan metodologis yang disusun secara sistematis untuk mencapai tujuan penelitian. Dalam konteks perancangan struktur beton bertulang, prosedur ini dirancang untuk memastikan

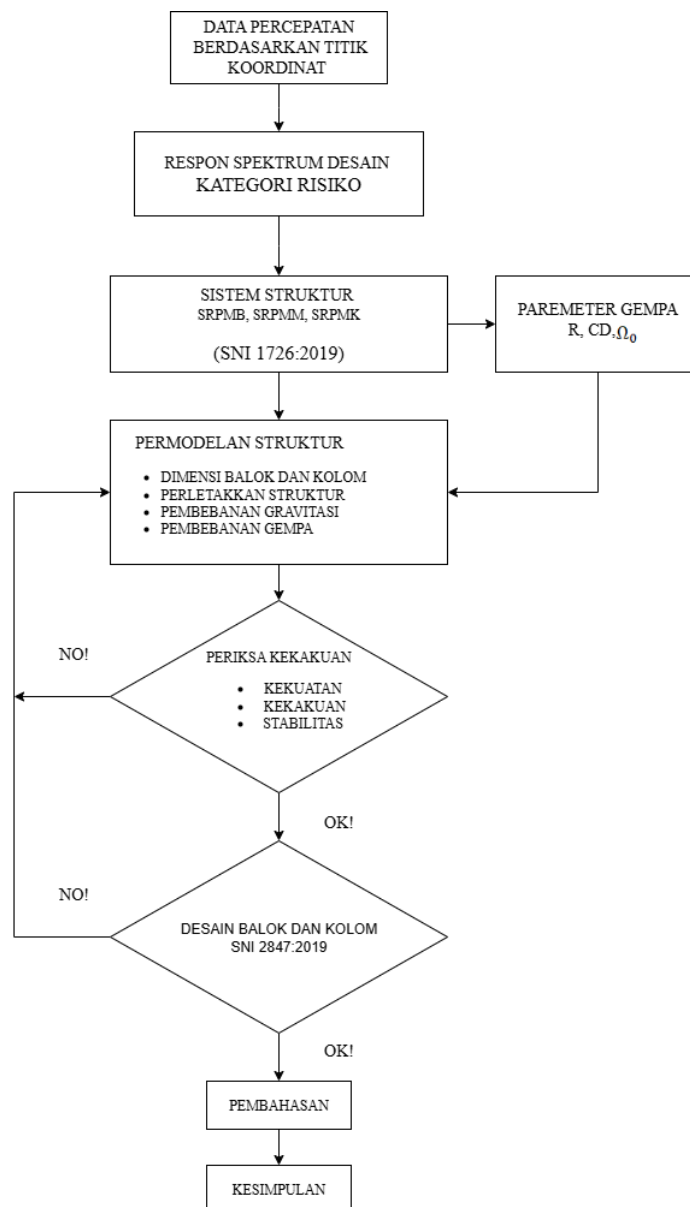
pelaksanaan penelitian yang menyeluruh mencakup tahap pengumpulan data, analisis, perancangan, dan evaluasi dilaksanakan secara terukur dan sesuai dengan ketentuan Standar Nasional Indonesia (SNI). Pada penelitian ini, prosedur penelitian yang digunakan penulis dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3. 1. *Flowchart* Prosedur penelitian

3.1.2 Metode Pelaksanaan

Metode penelitian merupakan rangkaian langkah sistematis yang dilakukan peneliti untuk mencapai tujuan penelitian. Pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data desain struktur hingga penyelesaian analisis, dengan proses validasi data yang ketat untuk memastikan keakuratan hasil penelitian. *Flowchart* pelaksanaan dapat dilihat pada Gambar 3.3.



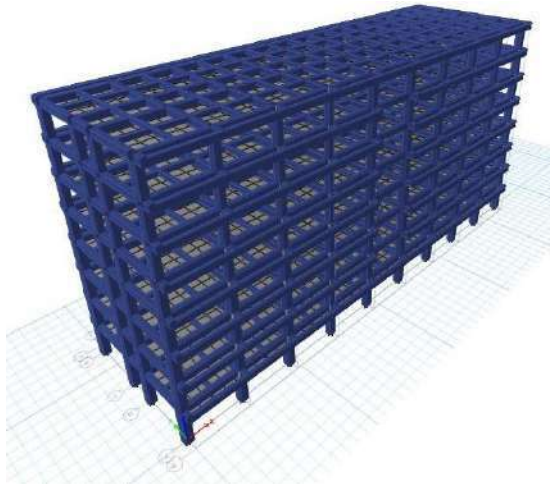
Gambar 3. 2. *Flowchart* Metode Pelaksanaan Perencanaan

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

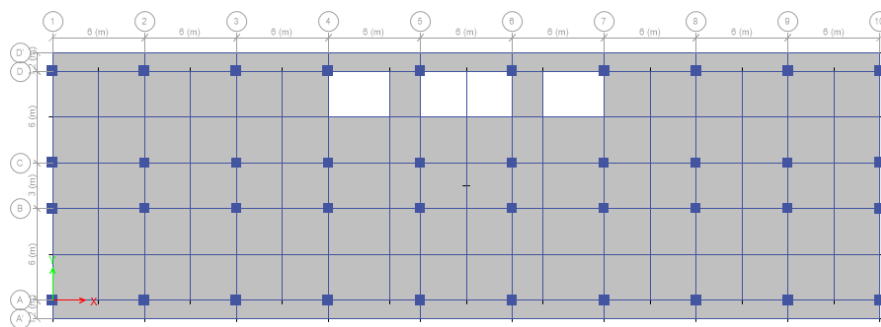
4.1 Data Rencana Struktur

Pemodelan gedung dalam penelitian ini dimodelkan sebagai struktur beton bertulang 8 lantai dan 1 lantai atap. Pemodelan struktural menggunakan asumsi tumpuan jepit – jepit pada sloof dengan ketinggian lantai 4 meter pada lantai 1 dan lantai berikutnya yaitu 3,4 meter. Perspektif struktur dan denah struktur bangunan rencana dapat dilihat pada gambar dibawah.



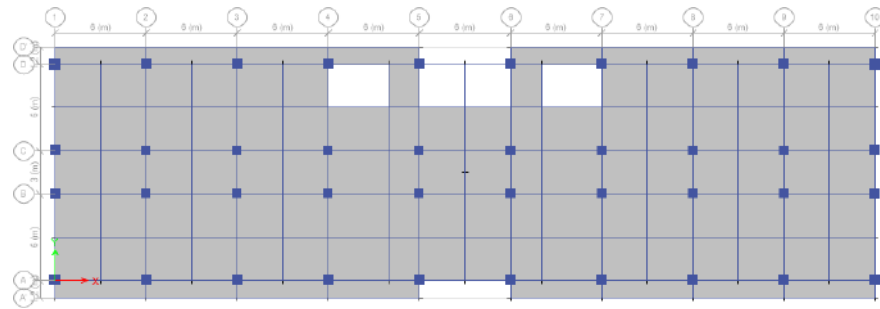
Gambar 4.1. Perspektif Struktur Bangunan Rencana

Sumber : Hasil Analisis



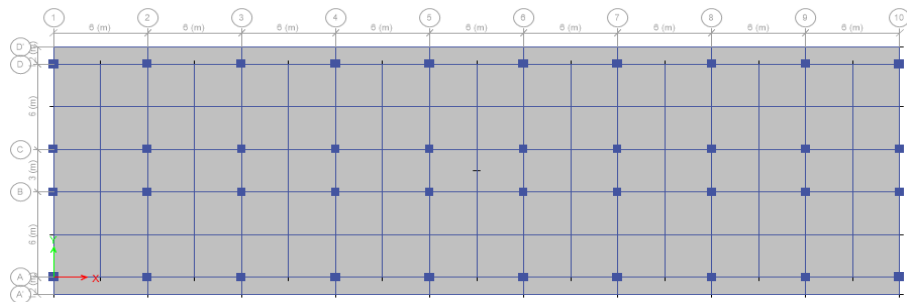
Gambar 4.2 Denah Struktur Lantai 2

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 4.3 Denah Struktur Lantai 3 – Lantai 8

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 4.4 Denah Struktur Lantai Atap

Sumber : Hasil Analisis

4.1.1 Material dan Dimensi Struktur

1. Data Material

a. Mutu Beton

$$B_j = 24 \text{ kN/m}^3$$

b. Kuat tekan beton dan modulus elastisitas

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 25.332 \text{ Mpa}$$

c. Tegangan leleh baja tulangan dan modulus elastisitas

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 280$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$B_j = 78,8 \text{ kN/m}^3$$

2. Dimensi Struktur

a. Kolom

Tabel 4.1 Dimensi kolom

Lokasi	Dimensi Kolom Tepi		Dimensi Kolom Tengah		Dimensi Kolom Sudut	
	b	h	b	h	b	h
Lantai 1 - 4	700	700	750	750	750	750
Lantai 5 - 8	600	600	650	650	650	650

Sumber : Data Perancangan

b. Balok

Tabel 4.2 Dimensi balok

Tipe Balok	Dimensi Balok (mm)	
	b	h
Balok Induk B1	400	600
Balok Anak B2	200	400
Balok Anak B2	250	600

c. Pelat Lantai

Tebal pelat lantai = 13 cm

4.2 Pembebanan Struktur

Perencanaan struktur memperhitungkan seluruh beban gravitasi meliputi beban mati, beban mati tambahan (SIDL), dan beban hidup. Dengan menyesuaikan fungsi bangunan yang direncanakan, maka berdasarkan tabel pembebanan dapat direncanakan nilai beban-beban yang akan di input ke dalam pemodelan struktur.

4.2.1 Beban Gravitasi

1. Beban Lantai

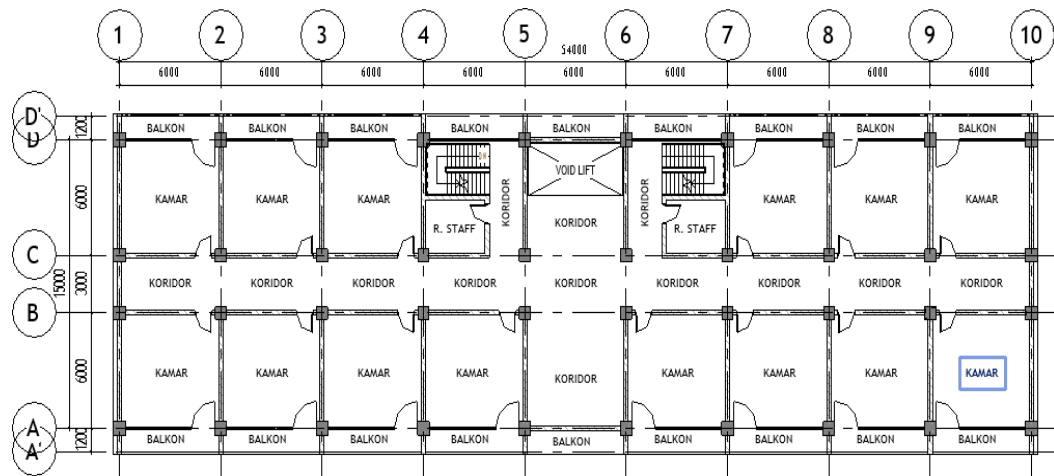
berdasarkan pada Tabel 2.19 mengenai beban hidup, maka dapat di rencanakan nilai beban hidup yang akan di input ke dalam permodelan struktur sebagai berikut :

- Beban lantai Kamar :
 Beban hidup = $1,92 \text{ kN/m}^2$
 SIDL lantai = $3,05 \text{ kN/m}^2$

- Beban lantai Koridor:
 Beban hidup = $4,79 \text{ kN/m}^2$
 SIDL lantai = $3,05 \text{ kN/m}^2$

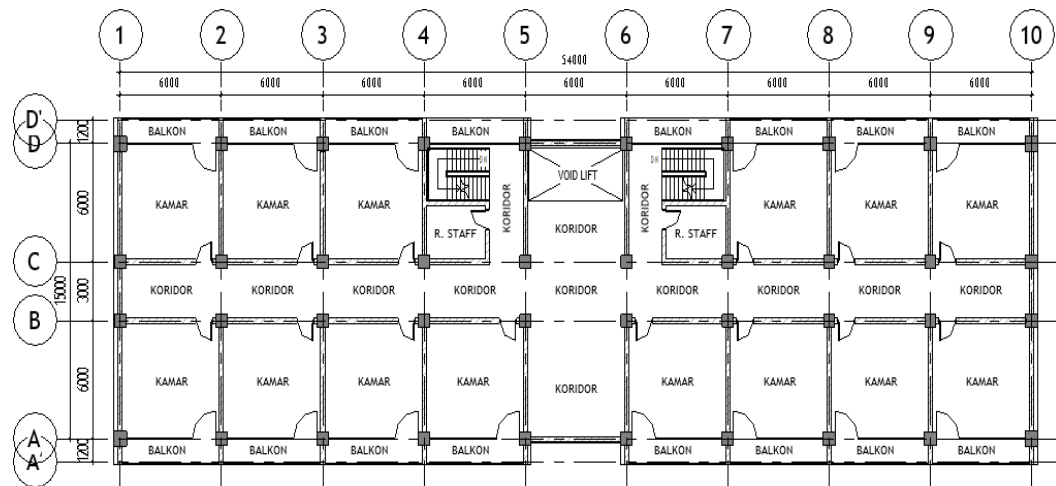
- Beban lantai R. Staff :
 Beban hidup = $1,92 \text{ kN/m}^2$
 SIDL lantai = $3,05 \text{ kN/m}^2$

- Beban lantai Atap :
 Beban hidup = $0,96 \text{ kN/m}^2$
 SIDL lantai = $3,05 \text{ kN/m}^2$



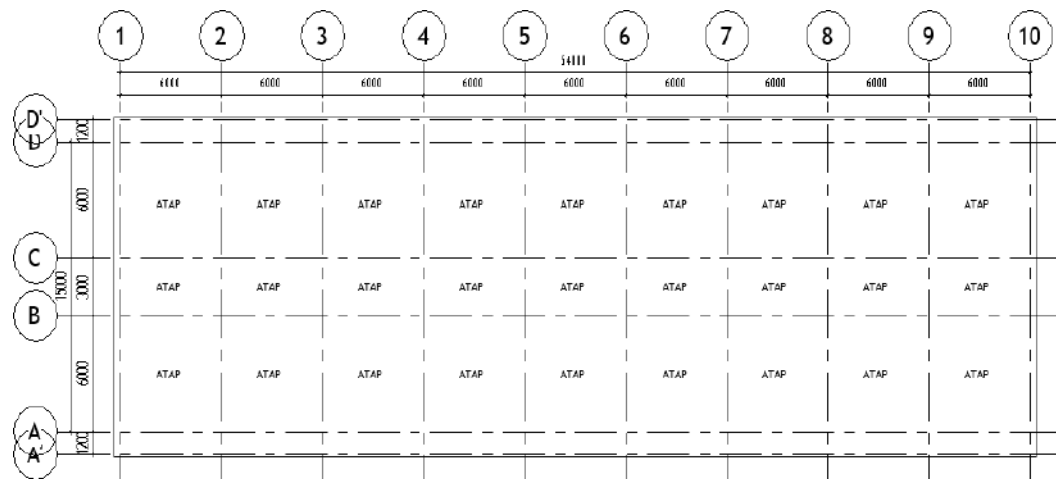
Gambar 4.5 Denah Pembebanan Struktur Lantai 2

Sumber : Data Perancangan



Gambar 4.6 Denah Pembebanan Struktur Lantai 3 – Lantai 8

Sumber : Data Perancangan



Gambar 4.7 Denah Pembebanan Struktur Lantai Atap

Sumber : Data Perancangan

2. Beban Dinding

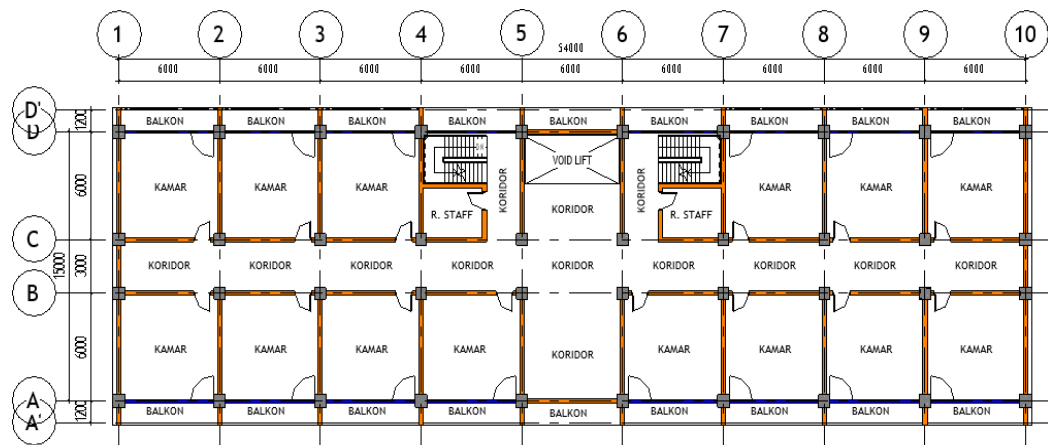
- Dinding Bata : ■

Lantai 1 (4 m) = 9,81 kN/m'

Lantai 2 – 8 (2,8 m) = 6,86 kN/m'

- Dinding Kaca : ■

Lantai 2 – 8 (2,8 m) = 1,98 kN/m'



Gambar 4.8 Denah Pembebanan Dinding Lantai 2 – Lantai 8

Sumber : Data Perancangan

3. Beban Gempa

Beban gempa diperoleh melalui program spektrum respons desain Indonesia 2021, dengan memasukkan titik koordinat lokasi bangunan. Penentuan ini mengacu pada peta sumber dan bahaya gempa Indonesia tahun 2017 yang disusun oleh Tim Pusat Studi Gempa Nasional (PuSGeN).

4.3 Sistem Struktur

Pada perencanaan ini, bangunan hotel direncanakan di daerah kota Palembang dengan kondisi tanah lunak dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

4.3.1. Data Respon Spektra

Berdasarkan koordinat lokasi (1.14966988, 104.13030727) yang dimasukkan ke dalam RSA 2021, diperoleh nilai percepatan spektral untuk periode pendek (S_s) dan periode 1,0 detik (S_1) sebagai berikut.

- Periode pendek 0,2 detik (S_s) = 0,288822 g
- Periode 1 detik (S_1) = 0,248003 g

Berdasarkan Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 dapat ditentukan nilai F_a dan F_v ,

- Kategori Lokasi F_a = 2,291299 g
- Kategori Lokasi F_v = 3,059984 g

1. Perhitungan Nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.2)$$

$$S_{MS} = 2,4 \times 0,0754 = 0,622 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{M1} = 4,056 \times 0,0754 = 0,7588 \text{ g}$$

2. Perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,622 = 0,441 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots (2.5)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,7588 = 0,506 \text{ g}$$

3. Waktu getar alami struktur gedung

$$T_o = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$T_o = 0,2 \times \frac{0,506}{0,441} = 0,519 \text{ sec.}$$

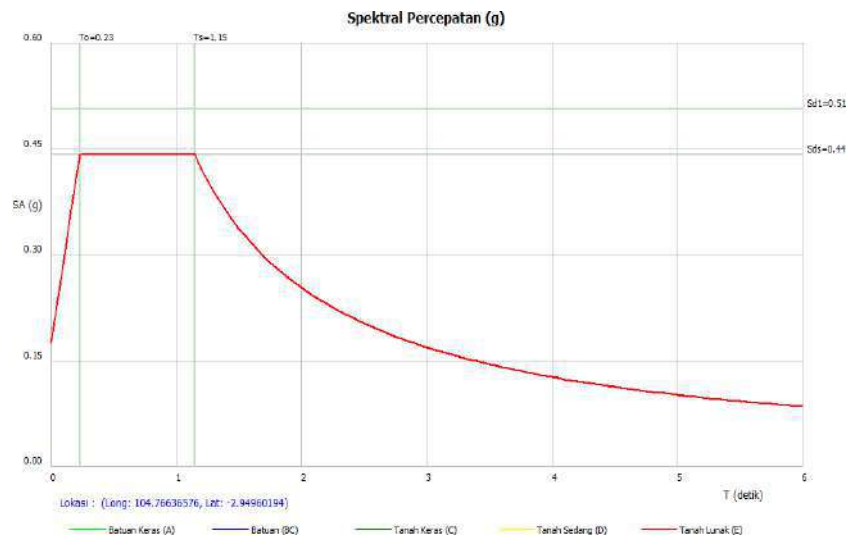
4. Waktu getar alami sudut (T)

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$T_s = \frac{0,506}{0,441} = 1,147 \text{ sec.}$$

5. Kategori Resiko = II (Berdasarkan Table 2.7)

$$I_e = 1$$



Gambar 4.9 Kurva Respon Spektrum gempa rencana

Sumber : RSA2021, 2025

4.3.2. Parameter Gempa

Berdasarkan klasifikasi pada Tabel 2.11 dan 2.12, kategori desain seismik (KDS) untuk struktur ini ditetapkan sebagai berikut :

$$0,33 \leq S_{DS} < 0,50 \quad \text{KDS} = C$$

$$0,20 \leq S_{D1} \quad \text{KDS} = D$$

Berdasarkan data di atas Tingkat resiko kegempaan tinggi (KDG D), yaitu memakai SPRMK (Struktur rangka pemikul momen khusus). Koefisien desain dan faktor-faktor sistem penahan gempa menurut tabel 2.14. adalah :

$$C_d = 5,5$$

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

4.4 Analisa Struktur

4.4.1 Pembebanan Struktur

Merujuk pada pembahasan dalam Sub-bab 4.2 tentang beban gravitasi, hasil perhitungan beban gravitasi yang didapatkan dari analisis menggunakan program ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Rekap Beban Gravitasi

Jenis Beban	Total (kN)
Beban Mati (DL)	54.422,91
Beban Tambahan (SIDL)	30.751,26
Beban Hidup (L)	17.125,488

Sumber : Hasil Analisa

4.4.2 Penentuan Periode Fundamental Stuktur

Berdasarkan Tabel 2.15, nilai $S_{D1} = 0,441$ g menghasilkan koefisien $C_u = 1,4$. Sementara itu, dari Tabel 2.16 untuk rangka beton pemikul momen, diperoleh nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$ dengan tinggi bangunan 27,8 meter. Nilai batas bawah dan atas dapat dihitung sebagai berikut:

1. Batas Bawah

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (2.17)$$

$$T_a = 0,0466 \times 27,8^{0,9} = 0,93 \text{ sec.}$$

2. Batas Atas

$$T < C_u \times T_a \dots\dots\dots (2.18)$$

$$T < 1,4 \times 0,93 = 1,301 \text{ sec.}$$

Setelah proses pemodelan struktur selesai dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS, tahapan berikutnya adalah melakukan evaluasi dan pengendalian terhadap hasil analisis struktur yang telah diperoleh. Pengendalian ini bertujuan untuk memastikan bahwa struktur yang dimodelkan telah berperilaku sesuai dengan kondisi teknis yang diharapkan, baik dalam kondisi elemen struktur yang belum mengalami retak (*un-crack*) maupun dalam kondisi yang telah mengalami retak (*crack*). Pada tahap ini, dilakukan pengecekan terhadap hasil gaya-gaya dalam, simpangan, dan respons struktur lainnya dengan mengacu pada standar perencanaan yang berlaku. Hasil analisis dalam kondisi *un-crack* dapat dilihat secara rinci pada Tabel 4.4, sedangkan untuk kondisi *crack* ditampilkan dalam Tabel 4.5. Kedua tabel tersebut menyajikan data yang diperlukan untuk menilai performa struktur dan menjadi dasar dalam pengambilan keputusan untuk tahap perencanaan selanjutnya.

Tabel 4.4 Periode Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi *Un-Crack*

Mode	Period T	Frequency 1/T	CircFreq w	Eigenvalue w ²
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
1	1.119	0.894	5.6162	31.542
2	1.064	0.94	5.9036	34.853
3	1.03	0.971	6.1013	37.226
4	0.373	2.684	16.8663	284.4715
5	0.357	2.798	17.5814	309.1039
6	0.342	2.922	18.359	337.0529
7	0.207	4.842	30.4234	925.5817
8	0.201	4.979	31.286	978.8112
9	0.19	5.273	33.1321	1097.7391
10	0.139	7.177	45.0966	2033.7009

Sumber : Hasil Analisis

Dari hasil analisa getar bebas didapat, $T_{cx} = 1,064 \text{ sec}$
 $T_{cy} = 1,119 \text{ sec.}$

Tabel 4.5 Periode Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi *Crack*

Mode	Period T Sec	Frequency 1/T Cyc/sec	CircFreq w rad/sec	Eigenvalue w ² rad ² /sec ²
1	1.529	0.654	4.1099	16.891
2	1.457	0.687	4.3136	18.6072
3	1.411	0.709	4.4545	19.8428
4	0.498	2.008	12.6192	159.2435
5	0.477	2.095	13.1658	173.3384
6	0.458	2.182	13.7075	187.895
7	0.272	3.673	23.0765	532.5253
8	0.264	3.787	23.793	566.1069
9	0.25	3.998	25.1198	631.0029
10	0.179	5.595	35.1513	1235.6146

Sumber : Hasil Analisis

Dari hasil analisa getar bebas didapat, $T_{cx} = 1,46 \text{ sec}$
 $T_{cy} = 1,53 \text{ sec.}$

Dari hasil analisa getar bebas didapat, $T_{cx} = 1,0640 \text{ sec.}$

$C_u \cdot T_a = 1,301 < T_c$, Maka gunakan $1,0640 \text{ sec.}$

$3,5T_s = 4,014 \text{ Sec.} > T_{cx}$

$K = 1,282$

Dari hasil analisa getar bebas didapat, $T_{cy} = 1,1190 \text{ sec.}$
 $C_u \cdot T_a = 1,301 < T_c$, Maka gunakan $1,1190 \text{ sec.}$
 $3,5T_s = 4,014 \text{ Sec.} > T_{cy}$
 $K = 1,310$

4.4.3 Beban Geser Dasar Gempa

Berdasarkan SNI 1727 Pasal 7.7.2 mengenai berat seismic efektif struktur harus menyertakan keseluruhan beban mati dan SIDL pada struktur dan 25% beban hidup. Pada Tabel 4.6 dapat dilihat rangkuman data beban struktur.

Tabel 4.6 Rangkuman Beban Mati dan Hidup Pasal 7.7.2 SNI 1726-2019

JENIS PEMBEBANAN	DATA BEBAN		Total (DL+25%L) (kN)
	BEBAN	REDUKSI	
	(kN)	B. HIDUP	
Plat, Balok & kolom	54422,9064	1,00	54.422,91
SIDL	30751,26	1,00	30.751,26
Beban Hidup	17125,488	0,25	4.281,37
	102.299,65	Wt =	89.455,54

Sumber : Hasil Analisa

$$C_{sx=sy} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$C_{sx=sy} = \frac{0,441}{\frac{8}{1}} = 0,0551$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$C_{s \max} = \frac{0,441}{\frac{8}{1}} = 0,0551$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \dots\dots\dots (2.16)$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times 0,441 \times 1 = 0,0194$$

$$V_{nx} = C_{sx} \times W_t \dots\dots\dots (2.11)$$

$$V_{nx} = 0,0551 \times 89.455,54 = 4.933,31 \text{ kN}$$

$$V_{ny} = C_{sy} \times W_t \dots\dots\dots (2.11)$$

$$V_{ny} = 0,0551 \times 89.455,54 = 4.933,31 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1726-2019, Pasal 7.9.4.1 Apabila menggunakan analisis respon spektrum maka besar geser harus lebih besar atau sama dengan 100 % V_n , untuk arah x maupun arah y.

Tabel 4.7 Base shear sebelum terkoreksi (crack)

Base Shear (kN)	Statik	Respon Spektrum	%	Skala
V_{nx}	4933.306	3118.6038	63.22	1.5819
V_{ny}	4933.306	2960.0051	60.00	1.6667

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.8 Base shear setelah terkoreksi (crack)

Base Shear (kN)	Statik	Respon Spektrum	%	100%
V_{nx}	4,933.3	4933.3372	100.0	Ok
V_{ny}	4,933.31	4933.3419	100.0	Ok

Sumber : Hasil Analisis

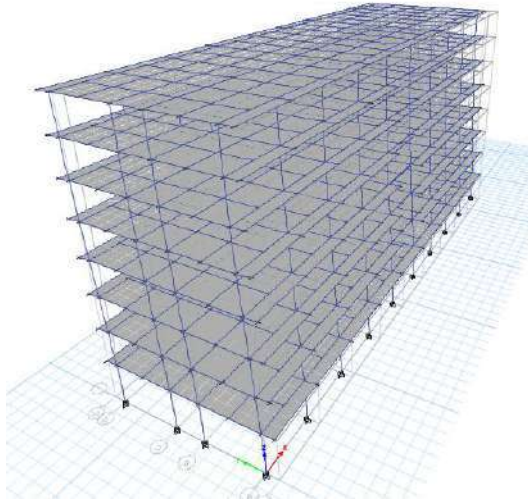
4.4.4 Modal Respon Spektrum

Tabel 4.9 Rasio Model Partisipasi Massa

Mode	T	Rasio Modal Partisipasi Massa (%)		
		UX	UY	RZ
1	1.12	0.00	80.5	0.00
2	1.06	80.78	80.5	0.72
3	1.03	81.5	80.5	80.61
4	0.37	81.5	92.03	80.61
5	0.36	92.21	92.03	80.67
6	0.34	92.26	92.03	91.95
7	0.21	92.26	95.79	91.95
8	0.20	95.94	95.79	91.96
9	0.19	95.94	95.79	95.75
10	0.14	95.94	97.87	95.75

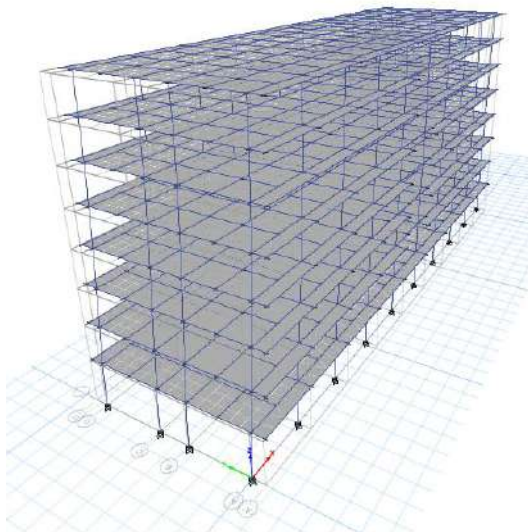
Sumber : Hasil Analisis

Pada Tabel 4.4 menunjukkan bahwa pada mode 6, nilai partisipasi massa $\geq 90\%$, yang berarti peninjauan ragam getar memenuhi pasal 7.9.1.1 pada SNI 1726-2019. Arah pergerakan modal respon spektrum dapat dilihat pada Gambar-Gambar di bawah ini.



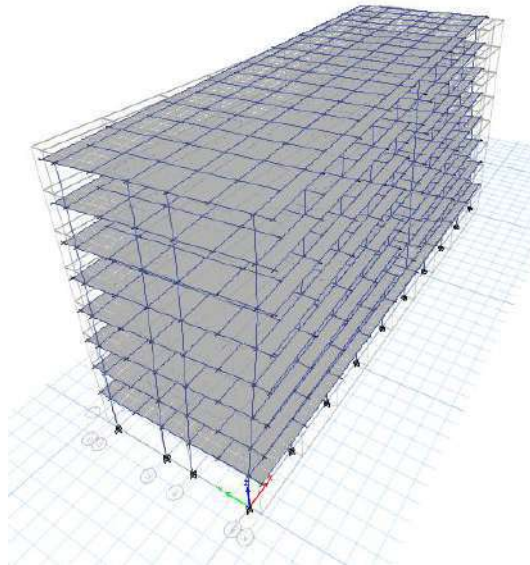
Gambar 4.10 Mode 1 Transisi Arah Sumbu Y

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 4.11 Mode 2 Transisi Arah Sumbu X

Sumber : Hasil Analisis



Gambar 4.12 Mode 3 Rotasi

Sumber : Hasil Analisis

4.4.5 Simpangan (*Displacement*) Akibat Pengaruh Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.8.6 perlu diperhitungkan simpangan akibat pengaruh beban gempa dengan bantuan software ETABS diperoleh data simpangan lantai akibat beban lateral yang dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Data Peralihan lantai akibat beban lateral

Lokasi	Perpindahan (mm)		Perpindahan (mm)	
	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
	Ex		Ey	
Atap	47.666	4.686	1.885	58.225
LT.8	45.737	4.471	1.796	55.423
LT.7	42.037	4.086	1.637	50.543
LT.6	36.523	3.527	1.41	43.557
LT.5	29.383	2.819	1.125	34.779
LT.4	21.906	2.081	0.83	25.72
LT.3	13.8	1.296	0.516	16.068
LT.2	5.837	0.537	0.214	6.708
LT.1	0	0	0	0

Sumber : Hasil Analisis

4.4.6 Pemeriksaan *Story Drifts*

Berdasarkan pada Tabel 2.13 simpangan antar tingkan izin (Δ_{izin}) pada kategori resiko II di lantai 2 arah x dengan ketinggian perlantai (h_{sx}) 4 meter, dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta_{izin} = 0,020 \times h_{sx} \dots\dots\dots \text{(Tabel 2.17)}$$

$$\Delta_{izin} = 0,020 \times 4 \times 1.000 = 80 \text{ mm}$$

1. Rasio Simpangan

$$\delta_{xe} = \frac{\Delta_{xe}}{h} \dots\dots\dots \text{(2.22)}$$

$$\text{Rasio Simpangan} = \frac{(5.837 - 0)}{4 \times 1.000} = 0,00146$$

2. Defleksi Pusat Massa Tingkat

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots \text{(2.23)}$$

$$\delta_x = \left(\frac{5,5 \times 0,00146}{1} \right) \times 4 = 32,10$$

Perhitungan story drift selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.11 untuk *story drifts* arah sumbu-X.

Tabel 4.11 *Story Drifts* arah sumbu X

Tingkat x	Story	Tinggi Tingkat h_x	Story Drift Hasil Analisis		Drift Izin Maks.	$\Sigma \delta_x$	Drift Izin Maks.	Kontrol
			δ_{xe}/h_x	δ_x	Δ_x		$\Sigma \Delta_x$	
		(m)	(mm/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	9	3.40	0.00057	10.61	68.00	262.16	556	Ok.
LT.8	8	3.40	0.00109	20.35	68.00	251.55	488	Ok.
LT.7	7	3.40	0.00162	30.33	68.00	231.20	420	Ok.
LT.6	6	3.40	0.00210	39.27	68.00	200.88	352	Ok.
LT.5	5	3.40	0.00220	41.12	68.00	161.61	284	Ok.
LT.4	4	3.40	0.00238	44.58	68.00	120.48	216	Ok.
LT.3	3	3.40	0.00234	43.80	68.00	75.90	148	Ok.
LT.2	2	4.00	0.00146	32.10	80.00	32.10	80	Ok.
LT.1	1	0.00	0.00000	0.00	0.00	0.00	0	

Sumber : Hasil Analisis

Simpangan antar tingkan izin (Δ_{izin}) pada kategori resiko II di lantai 2 arah y dengan ketinggian perlantai (h_{sx}) 4 meter, dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta_{izin} = 0,020 \times h_{sy} \dots\dots\dots \text{(Tabel 2.13)}$$

$$\Delta_{izin} = 0,020 \times 4 \times 1.000 = 80 \text{ mm}$$

3. Rasio Simpangan

$$\delta_{ye} = \frac{\Delta_{ye}}{h} \dots\dots\dots \text{(2.23)}$$

$$\text{Rasio Simpangan} = \frac{(6.708 - 0)}{4 \times 1.000} = 0,00168$$

4. Defleksi Pusat Massa Tingkat

$$\delta_y = \frac{c_d \delta_{ye}}{I_e} \dots\dots\dots \text{(2.23)}$$

$$\delta_y = \left(\frac{5,5 \times 0,00168}{1} \right) \times 4 = 36,89$$

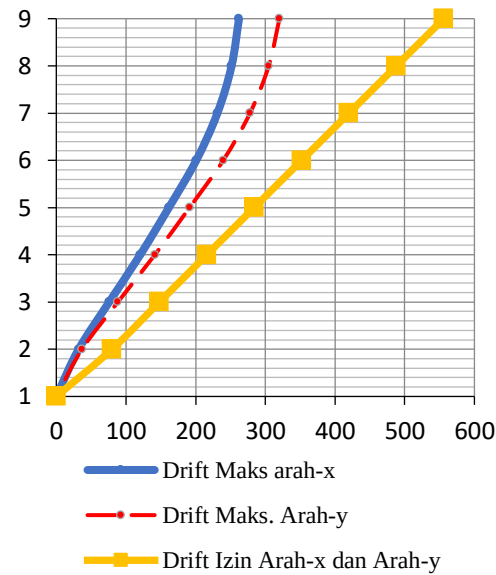
Perhitungan story drift arah sumbu-Y, selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Story Drifts arah sumbu Y

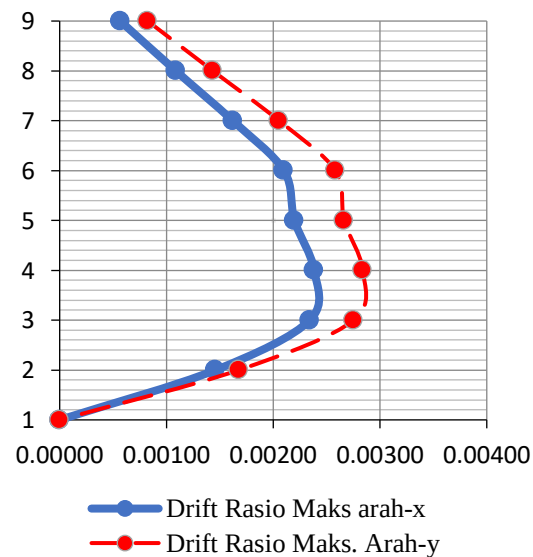
Tingkat x	Story	Tinggi Tingkat h_y	Story Drift Hasil Analisis		Drift Izin Maks.	S_{dy}	Drift Izin Maks.	Kontrol
			d_{ye}/h_x	d_y	D_y		SD_y	
		(m)	(mm/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	9	3.40	0.00082	15.41	68.00	320.24	556.00	Ok.
LT.8	8	3.40	0.00144	26.84	68.00	304.83	488.00	Ok.
LT.7	7	3.40	0.00205	38.42	68.00	277.99	420.00	Ok.
LT.6	6	3.40	0.00258	48.28	68.00	239.56	352.00	Ok.
LT.5	5	3.40	0.00266	49.82	68.00	191.28	284.00	Ok.
LT.4	4	3.40	0.00284	53.09	68.00	141.46	216.00	Ok.
LT.3	3	3.40	0.00275	51.48	68.00	88.37	148.00	Ok.
LT.2	2	4.00	0.00168	36.89	80.00	36.89	80.00	Ok.
LT.1	1	0.00	0.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan tabel- tabel di atas dapat ditentukan grafik displacement pada Gambar 4.(14) . Dan grafik *interstory drift* pada Gambar 4.(15).

Gambar 4.13 Grafik *Displacement*

Sumber : Hasil Analisis

Gambar 4.14 Grafik *Interstory*

Sumber : Hasil Analisis

Hasil analisis menunjukkan bahwa simpangan total dan antar tingkat pada sumbu-x dan sumbu-y masih di bawah batas izin SNI 1726, sehingga struktur aman terhadap simpangan (*story drift*). Ditunjukkan pada Gambar 4.13 dan 4.14.

4.4.7 Beban Geser Dasar Gempa

Berdasarkan SNI 1727 Pasal 7.7.2 mengenai berat seismik efektif struktur harus menyertakan keseluruhan beban mati dan SIDL pada struktur dan 25% beban hidup. Pada Tabel 4.13 dapat dilihat beban struktur per lantai akibat beban yang mati, SIDL, dan hidup.

Tabel 4.13 Berat Struktur per lantai akibat Beban Mati dan Hidup

Lantai	Tinggi	Beban Mati DL akibat geser gempa			(DL+25%L) kN/m
	Lantai (m)	Beban Mati kN/m	SIDL kN/m	Live kN/m	
Atap	27.80	6215.77645	1287.252	902.016	7,728.53
LT.8	24.40	6550.1989	4206.696	2315.664	11,335.81
LT.7	21.00	6550.19885	4206.696	2315.664	11,335.81
LT.6	17.60	6550.19885	4206.696	2315.664	11,335.81
LT.5	14.20	6710.52585	4206.696	2315.664	11,496.14
LT.4	10.80	6913.7824	4206.696	2315.664	11,699.39
LT.3	7.40	6913.7824	4206.696	2315.664	11,699.39
LT.2	4.00	7133.0199	4223.832	2329.488	11,939.22
LT.1	0.00	885.4228	0	0	885.42
		54,422.91	30,751.26	17,125.49	89,455.54

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.14 Distribusi Gaya Gempa Perantai Arah Sumbu-X

Lantai	Tinggi Lantai h_i (m)	Berat lantai (DL+25%LL) W_i (kN)	Momen $W_i \cdot h_i$ (kN.m)	C_{vx}	Gaya Geser Tingkat F_i (kN)	Geser Lantai F_x (kN)	Momen Guling $MOT-X$ (kN.m)
Atap	27.80	7,728.53	214,853	0.1588	783.43	783.4	0.0
LT.8	24.40	11,335.81	276,594	0.2044	1,008.56	1,792.0	2,663.7
LT.7	21.00	11,335.81	238,052	0.1760	868.02	2,660.0	8,756.4
LT.6	17.60	11,335.81	199,510	0.1475	727.49	3,387.5	17,800.5
LT.5	14.20	11,496.14	163,245	0.1207	595.25	3,982.8	29,318.0
LT.4	10.80	11,699.39	126,353	0.0934	460.73	4,443.5	42,859.4
LT.3	7.40	11,699.39	86,576	0.0640	315.69	4,759.2	57,967.2
LT.2	4.00	11,939.22	47,757	0.0353	174.14	4,933.3	74,148.4
LT.1	0.00	885.42	0	0.0000	0.00	0.0	93,881.6
		89,455.54	1,352,940.3	1.0	4,933.3		93,881.6

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.15 Distribusi Gaya Gempa Perlantai Arah Sumbu-Y

Lantai	Tinggi Lantai h_i (m)	Berat lantai (DL+25%LL) W_i (kN)	Momen $W_i \cdot h_i$ (kN.m)	C_{vy}	Gaya Geser Tingkat F_i (kN)	Geser Lantai F_y (kN)	Momen Guling M_{OT-Y} (kN.m)
Atap	27.80	7,728.53	214,853	0.1588	783.43	783.43	0.0
LT.8	24.40	11,335.81	276,594	0.2044	1,008.56	1,791.99	2,663.7
LT.7	21.00	11,335.81	238,052	0.1760	868.02	2,660.02	8,756.4
LT.6	17.60	11,335.81	199,510	0.1475	727.49	3,387.50	17,800.5
LT.5	14.20	11,496.14	163,245	0.1207	595.25	3,982.75	29,318.0
LT.4	10.80	11,699.39	126,353	0.0934	460.73	4,443.48	42,859.4
LT.3	7.40	11,699.39	86,576	0.0640	315.69	4,759.17	57,967.2
LT.2	4.00	11,939.22	47,757	0.0353	174.14	4,933.31	74,148.4
LT.1	0.00	885.42	0.00	0.00	0.00	0.00	93,881.6
		89,455.54	1,352,940.3	1.00	4,933.31		93,881.6

$P = 54 \text{ m}$

$L = 16,2 \text{ m}$

Sumber : Hasil Analisis

4.4.8 Stabilitas Guling

Berdasarkan SNI 1726-2020, Pasal 7.8.5 dan 8.84, struktur harus di desain untuk menahan pengaruh guling akibat gaya gempa.

1. Arah X

$$M_{OT-X} = 93.881,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{ST-X} = 89.455,54 \times \frac{54}{2} = 2.451.299,54 \text{ kN.m}$$

$$0,75 \times M_{ST} > M_{OT} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$0,75 \times 2.451.299,54 > 93.881,58 \quad \text{Ok}$$

$$1.811.475 \text{ kN.m} > 93.881,58 \quad \text{Ok}$$

2. Arah Y

$$M_{OT-y} = 93.881,58$$

$$M_{ST-y} = 89.455,54 \times \frac{16,2}{2} = 724.589,86 \text{ kN.m}$$

$$0,75 \times M_{ST} > M_{OT} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$0,75 \times 724.589,86 \text{ kN.m} > 93.881,58 \text{ kN.m} \quad \text{Ok}$$

$$543,442 \text{ kN.m} > 93.881,58 \text{ kN.m} \quad \text{Ok}$$

4.4.9 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.8.7 koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi (θ_{max}) dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Tabel 4.16 Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-X

Lantai	Tinggi Tingkat h_i (m)	Beban DL+LL (kN)	Beban Tingkat P_i (kN)	Story Drift d_x/C_d (m)	Shear story V_i (kN)	q	Kontrol $q \leq q_{min}$	Kontrol $q \leq q_{max}$
Atap	3.40	8,405.04	8,405.04	0.0019	783.43	0.006	Ok.	Ok
LT.8	3.40	13,072.56	21,477.60	0.0037	1,791.99	0.013	Ok.	Ok
LT.7	3.40	13,072.56	34,550.16	0.0055	2,660.02	0.021	Ok.	Ok
LT.6	3.40	13,072.56	47,622.72	0.0071	3,387.50	0.030	Ok.	Ok
LT.5	3.40	13,232.89	60,855.61	0.0075	3,982.75	0.034	Ok.	Ok
LT.4	3.40	13,436.14	74,291.75	0.0081	4,443.48	0.040	Ok.	Ok
LT.3	3.40	13,436.14	87,727.89	0.0080	4,759.17	0.043	Ok.	Ok
LT.2	4.00	13,686.34	101,414.23	0.0058	4,933.31	0.030	Ok.	Ok
LT.1	0.00	885.42	102,299.65	0.0000	0.00	0.000	Ok.	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Efek P-Delta arah sumbu y dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\theta = \frac{P_x \delta_y}{V_x h_x C_d} \dots\dots\dots (2.24)$$

Tabel 4.17 Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-Y

Tingkat	Tinggi Tingkat h_i (m)	Beban DL+LL (kN)	Beban Tingkat P_i (kN)	Story Drift d_y/C_d (m)	Shear story V_i (kN)	q	Kontrol $q \leq q_{min}$	Kontrol $q \leq q_{max}$
Atap	3.40	8,405.04	8,405.04	0.0028	783.43	0.009	Ok.	Ok
LT.8	3.40	13,072.56	21,477.60	0.0049	1,791.99	0.017	Ok.	Ok
LT.7	3.40	13,072.56	34,550.16	0.0070	2,660.02	0.027	Ok.	Ok
LT.6	3.40	13,072.56	47,622.72	0.0088	3,387.50	0.036	Ok.	Ok
LT.5	3.40	13,232.89	60,855.61	0.0091	3,982.75	0.041	Ok.	Ok
LT.4	3.40	13,436.14	74,291.75	0.0097	4,443.48	0.047	Ok.	Ok
LT.3	3.40	13,436.14	87,727.89	0.0094	4,759.17	0.051	Ok.	Ok
LT.2	4.00	13,686.34	101,414.23	0.0067	4,933.31	0.034	Ok.	Ok
LT.1	0	885.42	102,299.65	0	0	0.000	Ok.	Ok

Sumber : Hasil Analisis

4.4.10 Ketidakberaturan Struktur Vertikal (*Irregularitas Vertikal*)

Ketidakberaturan vertikal terjadi apabila kekakuan, massa, dan bentuk bangunan berubah secara tidak simetris. Hal ini dapat membuat beban gempa tidak tersebar merata, dan meningkatkan resiko kegagalan struktur. Contohnya seperti, lantai lebih lemah dibandingkan lantai lainnya (*Soft-Story*), beban terlalu berat di lantai atas, dan dimensi kolom mengecil secara tidak normal di setiap lantai.

1. Irregularitas Vertikal Tipe 1a

Berdasarkan pada persamaan 2.24 dan 2.25 dapat dihitung besarnya ketidakberaturan 1a pada lantai 2 arah X sebagai berikut :

Lateral story stiffness < 70% dari kekakuan Tingkat di atasnya

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} \dots\dots\dots (2.24)$$

Lateral story stiffness < 80% dari kekakuan rata-rata tiga Tingkat di atasnya

$$80\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e} - \delta_{4e})}{h_5} \right] \dots\dots\dots (2.25)$$

Tabel 4.18 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah X

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{xe} (m)	Story Drift Ratio d_{xe}/h_i	70% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0019	0.00057	0.70	0.52
LT.8	8	24.40	0.0037	0.00109	0.70	0.52
LT.7	7	21.00	0.0055	0.00162	0.70	0.67
LT.6	6	17.60	0.0071	0.00210	0.70	0.77
LT.5	5	14.20	0.0075	0.00220	0.70	0.95
LT.4	4	10.80	0.0081	0.00238	0.70	0.92
LT.3	3	7.40	0.0080	0.00234	0.70	1.02
LT.2	2	4.00	0.0058	0.00146	0.70	1.60
LT.1	1	0.00	0.0000	0.00000	0.70	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.18 (lanjutan) Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah X

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{xe} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	80% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0019	0.0000	0.80	0.52
LT.8	8	24.40	0.0037	0.0006	0.80	0.52
LT.7	7	21.00	0.0055	0.0008	0.80	0.51
LT.6	6	17.60	0.0071	0.0011	0.80	0.52
LT.5	5	14.20	0.0075	0.0016	0.80	0.73
LT.4	4	10.80	0.0081	0.0020	0.80	0.83
LT.3	3	7.40	0.0080	0.0022	0.80	0.95
LT.2	2	4.00	0.0058	0.0023	0.80	1.58
LT.1	1	0.00	0.0000	0.0021	0.80	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah X diatas didapatkan bahwa pada Lantai 5,6,7,8, dan 9 tidak memenuhi persyaratan tipe 1a. Hal ini menandakan bahwa pada lantai tersebut mengalami ketidakberaturan (*soft story*).

Tabel 4.19 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah Y

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{ye} (m)	Story Drift Ratio d_{ye}/h_i	70% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0028	0.00082	0.70	0.57
LT.8	8	24.40	0.0049	0.00144	0.70	0.57
LT.7	7	21.00	0.0070	0.00205	0.70	0.70
LT.6	6	17.60	0.0088	0.00258	0.70	0.80
LT.5	5	14.20	0.0091	0.00266	0.70	0.97
LT.4	4	10.80	0.0097	0.00284	0.70	0.94
LT.3	3	7.40	0.0094	0.00275	0.70	1.03
LT.2	2	4.00	0.0067	0.00168	0.70	1.64
LT.1	1	0.00	0.0000	0.00000	0.70	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.19 (lanjutan) Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah Y

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{ye} (m)	Story Drift Ratio Rata-Rata 3 LT Atas	80% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0028	0.0000	0.80	0.57
LT.8	8	24.40	0.0049	0.0008	0.80	0.57
LT.7	7	21.00	0.0070	0.0011	0.80	0.55
LT.6	6	17.60	0.0088	0.0014	0.80	0.56
LT.5	5	14.20	0.0091	0.0020	0.80	0.76
LT.4	4	10.80	0.0097	0.0024	0.80	0.86
LT.3	3	7.40	0.0094	0.0027	0.80	0.98
LT.2	2	4.00	0.0067	0.0028	0.80	1.64
LT.1	1	0.00	0.0000	0.0024	0.80	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan hasil pemeriksaan terhadap ketidakberaturan pada arah Y, diperoleh bahwa Lantai 5, 6, 7, 8, dan 9 tidak memenuhi persyaratan ketentuan tipe 1a. Hal ini menandakan bahwa pada lantai tersebut mengalami ketidakberaturan (*soft story*).

2. Irregularitas Vertikal Tipe 1b

- *Lateral story stiffness* < 60% dari kekakuan Tingkat di atasnya

$$60\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} \dots \dots \dots (2.27)$$

- *Lateral story stiffness* < 70% dari kekakuan rata-rata tiga Tingkat di atasnya

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e} - \delta_{4e})}{h_5} \right] \dots (2.28)$$

Tabel 4.20 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah X

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{xe} (m)	Story Drift Ratio d_{xe}/h_i	60% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0019	0.00057	0.60	0.52
LT.8	8	24.40	0.0037	0.00109	0.60	0.52
LT.7	7	21.00	0.0055	0.00162	0.60	0.67
LT.6	6	17.60	0.0071	0.00210	0.60	0.77
LT.5	5	14.20	0.0075	0.00220	0.60	0.95
LT.4	4	10.80	0.0081	0.00238	0.60	0.92
LT.3	3	7.40	0.0080	0.00234	0.60	1.02
LT.2	2	4.00	0.0058	0.00146	0.60	1.60
LT.1	1	0.00	0.0000	0.00000	0.60	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.20 (lanjutan) Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah X

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift d_{xe} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	70% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0019	0.0000	0.70	0.52
LT.8	8	24.40	0.0037	0.0006	0.70	0.52
LT.7	7	21.00	0.0055	0.0008	0.70	0.51
LT.6	6	17.60	0.0071	0.0011	0.70	0.52
LT.5	5	14.20	0.0075	0.0016	0.70	0.73
LT.4	4	10.80	0.0081	0.0020	0.70	0.83
LT.3	3	7.40	0.0080	0.0022	0.70	0.95
LT.2	2	4.00	0.0058	0.0023	0.70	1.58
LT.1	1	0.00	0.0000	0.0021	0.70	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah X diatas didapatkan bahwa pada Lantai 6,7,8 dan 9 tidak memenuhi persyaratan tipe 1b

Dilanjutkan dengan pemeriksaan ketidakberaturan arah Y. Berdasarkan pada persamaan 2.24 dan 2.25 dapat dihitung besarnya ketidak beraturan 1a pada lantai 2 arah Y sebagai berikut :

Lateral story stiffness < 70% dari kekakuan Tingkat di atasnya

$$60\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} \dots\dots\dots (2.27)$$

Lateral story stiffness < 80% dari kekakuan rata-rata tiga Tingkat di atasnya

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e}-\delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e}-\delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e}-\delta_{4e})}{h_5} \right] \dots\dots\dots (2.28)$$

Tabel 4.21 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah Y

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{ye} (m)	Story Drift Ratio δ_{ye}/h_i	60% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0028	0.00082	0.60	0.57
LT.8	8	24.40	0.0049	0.00144	0.60	0.57
LT.7	7	21.00	0.0070	0.00205	0.60	0.70
LT.6	6	17.60	0.0088	0.00258	0.60	0.80
LT.5	5	14.20	0.0091	0.00266	0.60	0.97
LT.4	4	10.80	0.0097	0.00284	0.60	0.94
LT.3	3	7.40	0.0094	0.00275	0.60	1.03
LT.2	2	4.00	0.0067	0.00168	0.60	1.64
LT.1	1	0.00	0.0000	0.00000	0.60	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.21 (lanjutan) Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah Y

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{ye} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	70% Story Drift Ratio	Ratio
Atap	9	27.80	0.0028	0.0000	0.70	0.57
LT.8	8	24.40	0.0049	0.0008	0.70	0.57
LT.7	7	21.00	0.0070	0.0011	0.70	0.55
LT.6	6	17.60	0.0088	0.0014	0.70	0.56
LT.5	5	14.20	0.0091	0.0020	0.70	0.76
LT.4	4	10.80	0.0097	0.0024	0.70	0.86
LT.3	3	7.40	0.0094	0.0027	0.70	0.98
LT.2	2	4.00	0.0067	0.0028	0.70	1.64
LT.1	1	0.00	0.0000	0.0024	0.70	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah Y diatas didapatkan bahwa pada Lantai 6,7,8, dan 9 tidak memenuhi persyaratan tipe 1b.

Berdasarkan pemeriksaan struktur, diketahui terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b. Namun, sesuai pengecualian pada SNI 1726:2019 Pasal

7.3.2.2, ketidakberaturan ini berlaku jika rasio simpangan antar tingkat melebihi 130% dari tingkat di atasnya. Hasil pemeriksaan pengecualian tersebut ditampilkan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.22 Pemeriksaan *story drift ratio* (pengecualian) arah X

Tingkat	Story	Tinggi Lantai	Story Drift	Story Drift	Rasio 130%	Rasio
			d_{xe}	d_{xe}/h_i		
i		(m)	(m)			
Atap	9	27.80	0.0019	0.000567	1.30	1.92
LT.8	8	24.40	0.0037	0.001088	1.30	1.92
LT.7	7	21.00	0.0055	0.001622	1.30	1.49
LT.6	6	17.60	0.0071	0.002100	1.30	1.29
LT.5	5	14.20	0.0075	0.002199	1.30	1.05
LT.4	4	10.80	0.0081	0.002384	1.30	1.08
LT.3	3	7.40	0.0080	0.002342	1.30	0.98
LT.2	2	4.00	0.0058	0.001459	1.30	0.62
LT.1	1	0.00	0.0000	0.000000	1.30	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.23 Pemeriksaan *story drift ratio* (pengecualian) arah Y

Tingkat	Story	Tinggi Lantai	Story Drift	Story Drift Ratio	Rasio 130%	Rasio
i		(m)	d_{ye} (m)	d_{ye}/h_i		
Atap	9	27.80	0.0028	0.000824	1.30	1.74
LT.8	8	24.40	0.0049	0.001435	1.30	1.74
LT.7	7	21.00	0.0070	0.002055	1.30	1.43
LT.6	6	17.60	0.0088	0.002582	1.30	1.26
LT.5	5	14.20	0.0091	0.002664	1.30	1.03
LT.4	4	10.80	0.0097	0.002839	1.30	1.07
LT.3	3	7.40	0.0094	0.002753	1.30	0.97
LT.2	2	4.00	0.0067	0.001677	1.30	0.61
LT.1	1	0.00	0.0000	0.000000	1.30	0.00

Sumber : Hasil Analisis

Hasil dari pemeriksaan menunjukkan struktur masih mengalami ketidakberaturan vertikal. Sesuai Pasal 7.7.3, jika terdapat ketidakberaturan, maka perlu dilakukan analisis dinamika 3D dengan mempertimbangkan kekakuan diafragma, penampang retak untuk elemen beton, serta efek P-Delta.

4.4.11 Ketidakberaturan Struktur Horizontal (*Irregularitas Horizontal*)

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.3.2.1 ketidak beraturan horizontal 1a akan terjadi apabila simpangan maksimal berbanding simpangan rerata lebih besar dari 1,20 dan ketidak beraturan horizontal 1b akan terjadi apabila simpangan maksimal berbanding simpangan rerata lebih besar dari 1,40.

Ketidak beraturan horizontal 1a akan terjadi apabila :

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} > 1,20$$

Ketidak beraturan horizontal 1b akan terjadi apabila :

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} > 1,40$$

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4.3, faktor pembesaran torsi tak terduga dibatasi antara 1 hingga 3. Nilai simpangan tiap lantai diperoleh melalui software ETABS.

Tabel 4.24 Ketidakberaturan Struktur horizontal

Tingkat ke-i	Drift d_A (mm)	Drift d_B (mm)	Story Drift $d_{A,i}$ (mm)	Story Drift $d_{B,i}$ (mm)	Rata-rata d_{AVG} (mm)	d_{max}/d_{avg}
Gempa Arah-X						
Atap	47,55	47,09	1,92	1,91	1,92	1,00
LT.8	45,62	45,18	3,69	3,66	3,67	1,00
LT.7	41,93	41,52	5,50	5,45	5,47	1,00
LT.6	36,43	36,08	7,12	7,05	7,09	1,00
LT.5	29,31	29,02	7,46	7,39	7,42	1,00
LT.4	21,85	21,64	8,09	8,01	8,05	1,00
LT.3	13,77	13,63	7,94	7,87	7,91	1,00
LT.2	5,82	5,77	5,82	5,77	5,79	1,00
LT.1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.25 Ketidakberaturan Struktur horizontal

Tingkat ke-i	Drift d_A (mm)	Drift d_B (mm)	Story Drift $d_{A,i}$ (mm)	Story Drift $d_{B,i}$ (mm)	Rata-rata d_{AVG} (mm)	d_{max}/d_{avg}
Gempa Arah-X						
Atap	58,23	58,23	2,80	2,80	2,80	1,00
LT.8	55,42	55,42	4,88	4,88	4,88	1,00
LT.7	50,54	50,54	6,99	6,99	6,99	1,00
LT.6	43,56	43,56	8,78	8,78	8,78	1,00
LT.5	34,78	34,78	9,06	9,06	9,06	1,00
LT.4	25,72	25,72	9,65	9,65	9,65	1,00
LT.3	16,07	16,07	9,36	9,36	9,36	1,00
LT.2	6,71	6,71	6,71	6,71	6,71	1,00
LT.1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4.20, struktur tidak mengalami ketidak beraturan horizontal tipe 1a dan 1b serta nilai torsi tak terduga maksimum arah X adalah 1,00 dan arah Y adalah 1,00 sehingga ketidak beraturan horizontal tidak terjadi.

4.5 Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1726-2019, Pasal 7.4.2, sebelum melanjutkan ke tahap selanjutnya, yaitu perancangan komponen struktur atas. Data-data beban yang diperoleh dari hasil Analisa linear dikombinasikan dengan kombinasi beban sebagai berikut :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,0L + $E_v \pm 1,3 (E_x + 0,3 E_y)$
- 1,2D + 1,0L + $E_v \pm 1,3 (0,3 E_x + E_y)$
- 0,9D - $E_v \pm 1,3 (E_x + 0,3 E_y)$
- 0,9D - $E_v \pm 1,3 (0,3 E_x + E_y)$

Dimana :

E_v adalah gempa vertikal = $0,2 \cdot S_{DS} \cdot D = 0,0882 D$

Sehingga kombinasi 3,4,5, dan 6 menjadi :

- $1,29D + 1,0L \pm 1,3 E_x + 0,39 E_y$
- $1,29D + 1,0L \pm 0,39 E_x + 1,3 E_y$
- $0,81D \pm 1,3 E_x + 0,39 E_y$
- $0,81D \pm 0,39 E_x + 1,3 E_y$

Faktor reduksi kekuatan

- Lentur Tarik = 0,90
- Aksial Tekan = 0,65
- Geser = 0,75
- Shear seismic = 0,55

4.6 Perancangan komponen struktur SRPMK

4.6.1 Pelat Lantai

1. Data Meterial

Beton

$$F_c = 30 \quad \text{Mpa}$$

$$E_c = 25743 \quad \text{Mpa}$$

Baja Tulangan

$$F_y = 400 \quad \text{Mpa}$$

$$F_y = 400 \quad \text{Mpa}$$

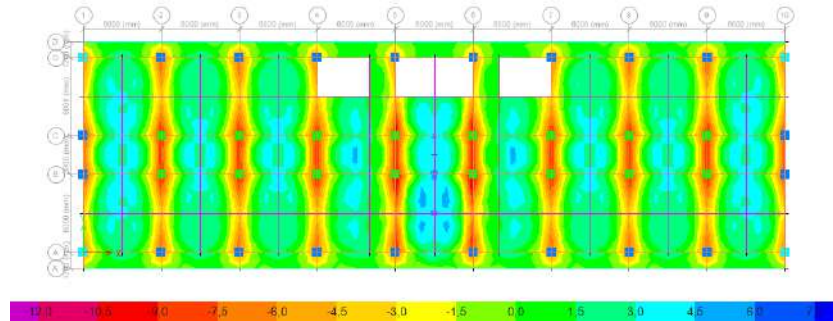
2. Penulangan

b =	1000 mm	f _c =	29,05 MPa
h =	130 mm	f _y =	420 MPa
d' =	25 mm	β ₁ =	0,84
S =	20 mm	φ =	0,9
d _s =	10 mm	ρ _b =	0,051
d =	105 mm	A _{sMin} =	189 mm ²
		A _{sMax} =	4086,57 mm ²

3. Momen Pelat Lantai

a. Arah x

Momen arah x yang terjadi pada pelat lantai 2 dapat dilihat pada gambar 4.15. dibawah.



Gambar 4.15 Diagram Momen Pelat Lantai 2 Arah x

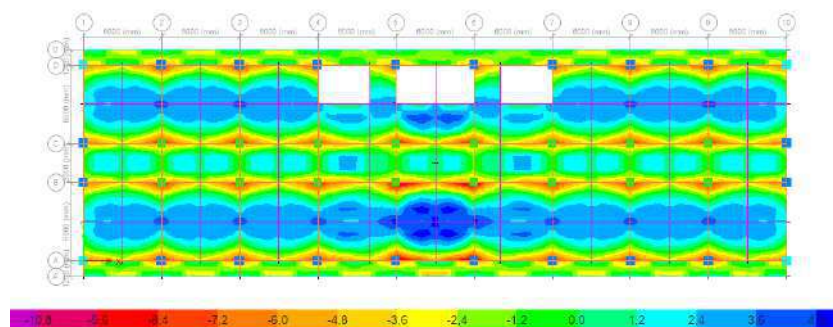
Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan 4.16 diatas diperoleh momen arah x sebagai berikut :

- Momen Tumpuan = 12 kN.m
- Momen Lapangan = 7,5 kN.m

b. Arah y

Momen arah y yang terjadi pada pelat lantai 2 dapat dilihat pada gambar 4.16 dibawah.



Gambar 4.16 Diagram Momen Pelat Lantai 2 Arah y

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan gambar 4.16 diatas diperoleh momen arah x sebagai berikut :

- Momen Tumpuan = 10,8 kN.m
- Momen Lapangan = 4,8 kN.m

Dari momen arah x dan y pada pelat lantai diatas dapat di hitung penulangan pelat lantai sebagai berikut :

c. Penulangan Tumpuan

$$M_{11} = 12 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 13.333.333 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 5,10 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} = 464,81 \text{ mm}^2$$

Kontrol :

$$A_{s \text{ Min}} < A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ Max}}$$

Memenuhi

Diameter tulangan yang dipakai

$$A_{s1} = 78,54 \text{ mm}^2$$

Dipakai Tulangan : D10 – 100

$$A_s = 785,40 \text{ mm}^2$$

Ok

$$M_n = 23,43 \text{ kN.m} > M_u = 15,39 \text{ kN.m}$$

Memenuhi

d. Penulangan Lapangan

$$M_{11} = 7,50 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 8.333.333 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 5,10 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} = 290,51 \text{ mm}^2$$

Kontrol :

$$A_{s \text{ Min}} < A_{s \text{ Perlu}} < A_{s \text{ Max}}$$

Memenuhi

Diameter tulangan yang dipakai

$$A_{s1} = 78,54 \text{ mm}^2$$

Dipakai Tulangan : D10 – 100

$$A_s = 523,60 \text{ mm}^2$$

Ok

$$M_n = 15,02 \text{ kN.m} > M_u = 7,05 \text{ kN.m}$$

Memenuhi

4.6.2 Balok

Dalam perancangan balok, perlu di periksa terlebih dahulu apakah balok yang di desain telah memenuhi definisi komponen struktur lentur sesuai dengan ketentuan dalam SNI 2847-2019 pasal 18.6.2 sebagai berikut :

1. Syarat Geometri :

a. Bentang bersih (ℓ_n) harus minimal 4 kali tinggi efektifnya

- Balok B1 ukuran 40x60

Lebar balok	=	400 mm
Tinggi balok	=	600 mm
Selimut beton	=	40 mm
Sengkang	=	10 mm
Tulangan <i>longitudinal</i>	=	19 mm
Tinggi efektif (d)	=	541 mm
Bentang bersih (ℓ_n)	=	5.250 mm
ℓ_n/d	=	9,7

- Balok B2 ukuran 20x40

Lebar balok	=	200 mm
Tinggi balok	=	400 mm
Selimut beton	=	40 mm
Sengkang	=	10 mm
Tulangan <i>longitudinal</i>	=	16 mm
Tinggi efektif (d)	=	342 mm
Bentang bersih (ℓ_n)	=	5600 mm
ℓ_n/d	=	16,37

- Balok B3 ukuran 25x60

Lebar balok	=	250 mm
Tinggi balok	=	600 mm
Selimut beton	=	40 mm
Sengkang	=	10 mm

Tulangan <i>longitudinal</i>	=	19 mm
Tinggi efektif (d)	=	541 mm
Bentang bersih (ℓ_n)	=	5600 mm
ℓ_n/d	=	10,35

b. Perbandingan Lebar balok (b) dan tinggi balok minimal 0,3

- Balok induk ukuran 40x70

$$40/60 = 0,67$$

- Balok induk ukuran 25x60

$$25/60 = 0,42$$

- Balok induk ukuran 20x40

$$20/40 = 0,5$$

c. Lebar komponen balok induk tidak boleh

- Kurang dari 25 cm, lebar induk balok terkecil 25 cm
- Melebihi lebar kolom, lebar kolom terbesar adalah 75 cm dan lebar balok terbesar adalah 40 cm

2. Syarat Kpasitas Tekan $0,1A_g \cdot f'_c$

a. Balok induk ukuran 40x60

$$0,1A_g \cdot f'_c = 0,1 \times 400 \times 600 \times 30/1000 = 720 \text{ kN}$$

b. Balok induk ukuran 25x60

$$0,1A_g \cdot f'_c = 0,1 \times 250 \times 600 \times 30/1000 = 450 \text{ kN}$$

c. Balok anak ukuran 20x40

$$0,1A_g \cdot f'_c = 0,1 \times 200 \times 400 \times 30/1000 = 240 \text{ kN}$$

3. Parameter penulangan

nilai $f'_c = 30$ Mpa maka

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,84$$

- Penulangan tumpuan

b	=	400 mm	fc'	=	30 MPa
h	=	600 mm	fy	=	420 MPa
d'	=	59,5 mm	Mu	=	289.5058 kN.m
s	=	40 mm	ϕ	=	0,9
dsk	=	10 mm	Mn	=	321.673.111 N.mm
dt	=	19 mm	β_1	=	0,84
d	=	541 mm	ρ_{bal}	=	0,02985

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 61,9 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-a/2)} = 1.503,054 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,00927$$

$$A_{s \text{ min}} = 720,67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 4.839,68 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$720,67 > 1.503,05 < 4839,68 \quad \text{Ok}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 19 \text{ mm}$$

$$As1 = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 6 buah

Dipakai = 6 buah

$$A_s = 1.701,172 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$720,67 > 1.701,172 < 4.839,68 \quad \text{Ok}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 70,05 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 361,176 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 361,176 \text{ kN.m} > M_u = 289,51 \text{ kN.m} \quad \text{Memenuhi}$$

- Penulangan Lapangan

b	=	400 mm	fc'	=	30 MPa
h	=	600 mm	fy	=	420 MPa
d'	=	59,5 mm	Mu	=	144.7542 kN.m
s	=	40 mm	ϕ	=	0,9
dsk	=	10 mm	Mn	=	160.383.000 N.mm
dt	=	19 mm	β_1	=	0,84
d	=	541 mm	ρ_{bal}	=	0,02985

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85 f'_c b}} = 61,9 \dots\dots\dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y (d - a/2)} = 751,534 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,00463$$

$$A_{s \text{ min}} = 720,67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 4.839,68 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$720,67 < 751,53 < 4.839,68 \quad \text{Ok}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 19 \text{ mm}$$

$$As1 = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 4 buah

Dipakai = 4 buah

$$A_s = 1134,115 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$720,67 < 1134,11 < 4.839,68 \quad \text{Ok}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 46,698 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 240,784 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 240,784 \text{ kN.m} > Mu = 144,75 \text{ kN.m} \quad \text{Memenuhi}$$

- Kapasitas Geser Balok Induk Ukuran 40x60

Data Penampang :

b	=	400 mm	Mu	=	289,51 kN.m
h	=	600 mm	Vu	=	69,51
s	=	40 mm	ϕ	=	0,75
dsk	=	10 mm	ρ_w	=	0,005
d	=	541 mm	S	=	100 mm
fy	=	420 MPa	Av	=	157 mm ²

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.1, gaya desain geser adalah sebagai berikut :

Menghitung Vcc

$$\phi V_c = \phi \times \left[\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right] \times \frac{b \times d}{7} = 128.761,31 \text{ N} \dots (2.38)$$

$$\phi V_c < 0,3 \sqrt{f'_c} b \times d \quad \text{Ok}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots \dots \dots (2.39)$$

$$V_s = \frac{157 \times 420 \times 541}{100} = 356.586 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 237,724 = 267.440 \text{ N}$$

Kontrol Kecukupan Tulangan Sengkang

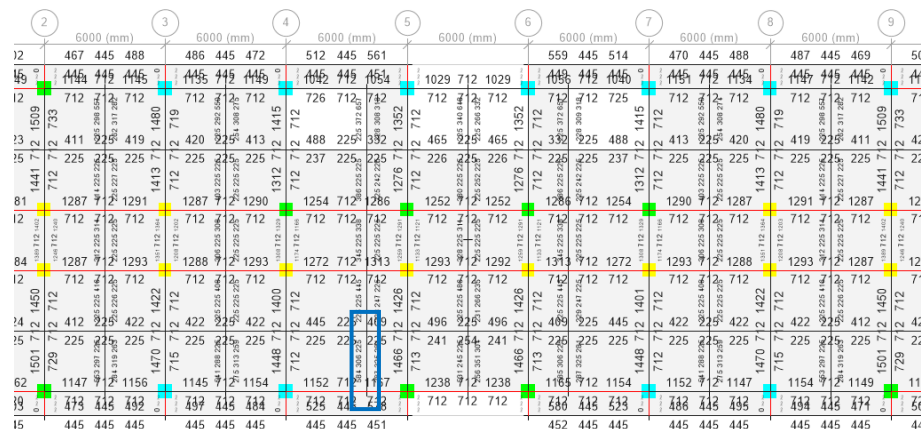
$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 128.761,31 + 267.440 = 307.06 \text{ kN} > V_u = 69,51 \quad \text{Ok}$$

Perhitungan balok B1 diatas hanya menghitung balok B1 pada grid 2 A-B

Lantai 3 pada Gambar 4.17. Perhitungan selanjutnya ada pada tabel terlampir.

- Kapasitas Lentur Balok B2 ukuran 20 x 40



Gambar 4.18 Tulangan Perlu Balok B2

Sumber : Hasil Analisis

- Penulangan tumpuan

$b = 200 \text{ mm}$
 $h = 400 \text{ mm}$
 $d' = 58 \text{ mm}$
 $s = 40 \text{ mm}$
 $dsk = 10 \text{ mm}$
 $dt = 16 \text{ mm}$
 $d = 342 \text{ mm}$

$fc' = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$
 $M_u = 70,175 \text{ kN.m}$
 $\phi = 0,9$
 $M_n = 77.971.927 \text{ N.mm}$
 $\beta_1 = 0,84$
 $\rho_{bal} = 0,02985$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 61,9 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-a/2)} = 596,832 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} = 0,0032 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,001163$$

$$A_{s \text{ min}} = 228 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 1.531 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$228 < 596,83 < 1.531$$

Ok

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 16 \text{ mm}$$

$$As1 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 3 buah

Dipakai = 3 buah

$$A_s = 603,186 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$228 < 603,186 < 1.531$$

Ok

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 49,67 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 77,77 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 77,77 \text{ kN.m} > Mu = 70,175 \text{ kN.m}$$

Memenuhi

- Penulangan Lapangan

b	=	200 mm	fc'	=	30 MPa
h	=	400 mm	fy	=	420 MPa
d'	=	58 mm	Mu	=	35.0874 kN.m
s	=	40 mm	ϕ	=	0,9
dsk	=	10 mm	Mn	=	38.985.964 N.mm
dt	=	16 mm	β_1	=	0,84
d	=	342 mm	ρ_{bal}	=	0,02985

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 61,9 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} = 298,416 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,00582$$

$$A_{s \text{ min}} = 228 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 1.531,15 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$228 < 280,93 < 1.531,15 \quad \text{Ok}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 16 \text{ mm}$$

$$As1 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 2 buah

Dipakai = 2 buah

$$A_s = 402.124 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$228 < 402.12 < 1.531,15 \quad \text{Ok}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 33,116 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 51,849 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 51,849 \text{ kN.m} > M_u = 35.09 \text{ kN.m} \quad \text{Memenuhi}$$

- Kapasitas Geser Balok Induk Ukuran 20x40

Data Penampang :

b	=	200 mm	Mu	=	70,17 kN.m
h	=	400 mm	Vu	=	16,19
s	=	40 mm	ϕ	=	0,75
dsk	=	10 mm	ρ_w	=	0,003
d	=	342 mm	S	=	100 mm
fy	=	420 MPa	Av	=	157 mm ²

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.1, gaya desain geser adalah sebagai berikut :

Menghitung Vcc

$$\phi V_c = \phi \times \left[\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right] \times \frac{b \times d}{7} = 80.688,42 \text{ N}$$

$$\phi V_c < 0,3 \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \text{Ok}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = 255.696 \text{ n}$$

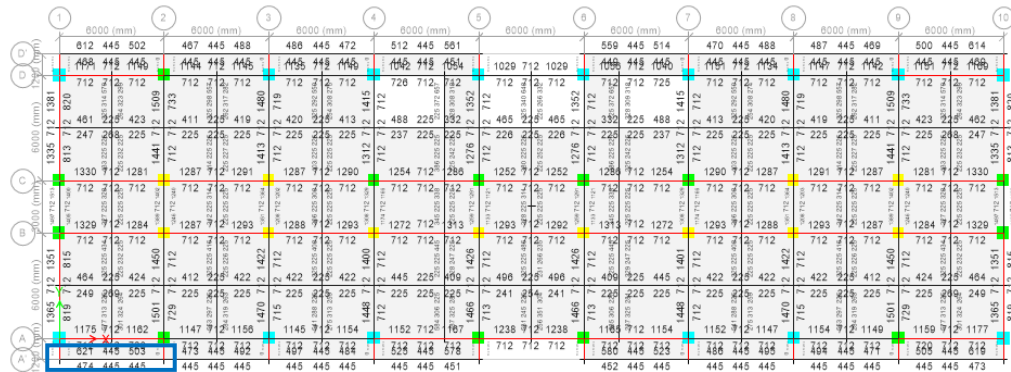
$$\phi V_s = 0,75 \times 237,724 = 169.222 \text{ N}$$

Kontrol Kecukupan Tulangan Sengkang

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 80.688,42 + 169.222 = 249,91 \text{ kN} > V_u = 16,19 \quad \text{Ok}$$

- Kapasitas Lentur Balok B3 ukuran 25x600



Gambar 4.19 Tulangan Perlu Balok B3

Sumber : Hasil Analisis

- Penulangan tumpuan

b	$=$	250 mm	f_c'	$=$	30 MPa
h	$=$	600 mm	f_y	$=$	420 MPa
d'	$=$	59,5 mm	M_u	$=$	122,23 kN.m
s	$=$	40 mm	ϕ	$=$	0,9
d_{sk}	$=$	10 mm	M_n	$=$	135.808.104 N.mm
dt	$=$	19 mm	β_1	$=$	0,84
d	$=$	541 mm	ρ_{bal}	$=$	0,02985

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f_c'b}} = 41 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-a/2)} = 621,812 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{29,05}}{4 \times 420} = 0,0032 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,00614$$

$$A_{s \text{ min}} = 450,42 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 3.024,80 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$450,42 < 621,81 < 3.024,80$$

Ok

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 19 \text{ mm}$$

$$As1 = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 3 buah

Dipakai = 3 buah

$$A_s = 850,586 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$450,42 < 850,586 < 3.024,80 \quad \text{Ok}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 56,039 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 180,59 \text{ kN.m} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 180,59 \text{ kN.m} > Mu = 122,23 \text{ kN.m} \quad \text{Memenuhi}$$

- Penulangan Lapangan

b	=	250 mm	fc'	=	30 MPa
h	=	600 mm	fy	=	420 MPa
d'	=	59,5 mm	Mu	=	94,18 kN.m
s	=	40 mm	ϕ	=	0,9
dsk	=	10 mm	Mn	=	104.649.47 N.mm
dt	=	19 mm	β_1	=	0,84
d	=	541 mm	ρ_{bal}	=	0,02985

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85 f'_c b}} = 31,3 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y (d - \alpha/2)} = 474,726 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$$

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = 0,00468$$

$$A_{s\ min} = 450,42\ mm^2$$

$$A_{s\ max} = 3024,80\ mm^2$$

Kontrol kecukupan

$$450,42 < 474,73 < 3024,80$$

Ok

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 19\ mm$$

$$As1 = 283,53\ mm^2$$

Jumlah tulangan ada = 2 buah

Dipakai = 2 buah

$$A_s = 567,057\ mm^2$$

Kontrol kecukupan

$$450,42 < 567,06 < 3024,80$$

Ok

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 37,34\ mm \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 120,39\ kN.m \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\phi M_n = 120,39\ kN.m > Mu = 94,18\ kN.m$$

Memenuhi

- Kapasitas Geser Balok Induk Ukuran 25x60

Data Penampang :

b	=	250 mm	Mu	=	122,23 kN.m
h	=	600 mm	Vu	=	22
s	=	40 mm	ϕ	=	0,75
dsk	=	10 mm	ρ_w	=	0,003
d	=	541 mm	S	=	100 mm
fy	=	420 MPa	Av	=	157 mm ²

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.1, gaya desain geser adalah sebagai berikut :

Menghitung V_c

$$\phi V_c = \phi \times \left[\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right] \times \frac{b \times d}{7} = 127.585,30 \text{ N}$$

$$\phi V_c < 0,3 \sqrt{f'_c} b \times d \quad \text{Ok}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = 356.586 \text{ n}$$

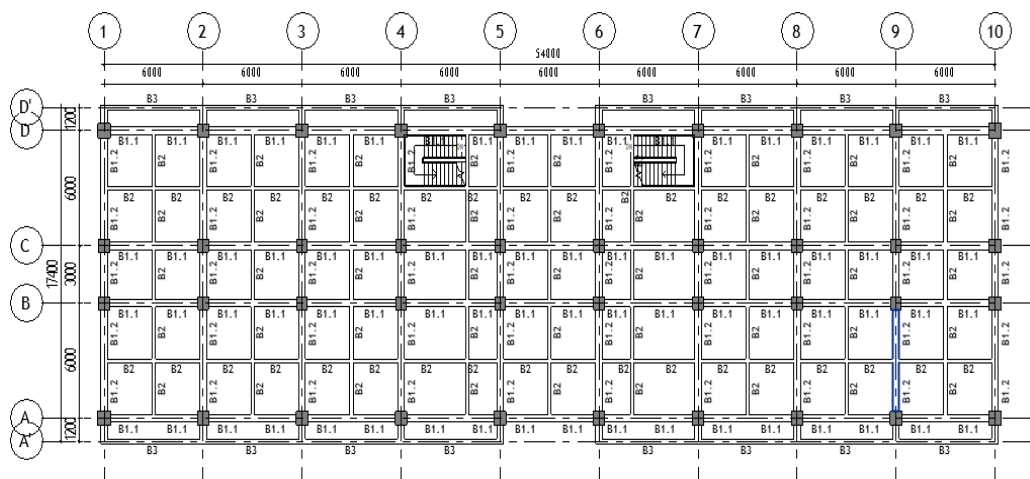
$$\phi V_s = 0,75 \times 237,724 = 267.440 \text{ N}$$

Kontrol Kecukupan Tulangan Sengkang

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

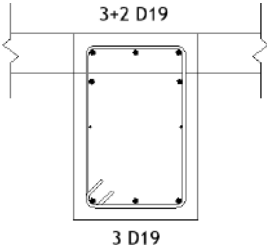
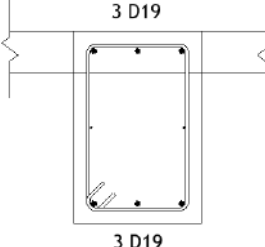
$$\phi V_n = 127.585,30 + 267.440 = 395,03 \text{ kN} > V_u = 22 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Setelah dilakukan perhitungan kapasitas lentur dan geser balok berdasarkan SNI 2847:2019 didapat hasil desain struktur balok lantai 2 – lantai atap yang disajikan pada gambar dibawah.



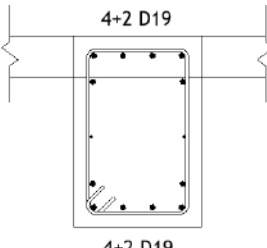
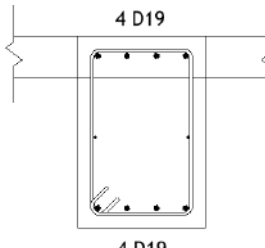
Gambar 4.20 Hasil desain denah struktur balok lantai 2 – lantai atap

Sumber : Hasil Perancangan

BALOK B1.1	
DIMENSI 400 x 600 mm	
TUMPUAN	LAPANGAN
	
D10 – 100 mm	D10-150 mm
s 40 mm	s 40 mm

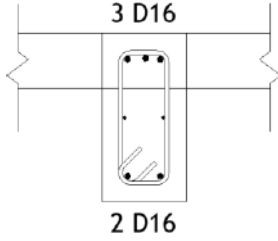
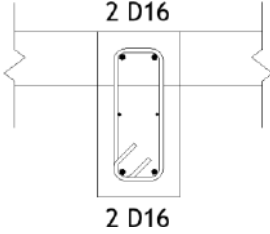
Gambar 4.21 Detail Balok B1.1

Sumber : Hasil Perancangan

BALOK B1.2	
DIMENSI 400 x 600 mm	
TUMPUAN	LAPANGAN
	
D10 – 100 mm	D10-150 mm
s 40 mm	s 40 mm

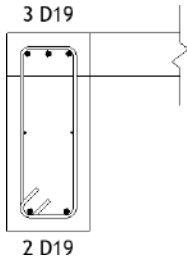
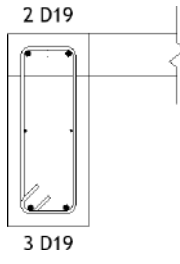
Gambar 4.22 Detail Balok B1.2

Sumber : Hasil Perancangan

BALOK B2	
DIMENSI 200 x 400 mm	
TUMPUAN	LAPANGAN
	
D10 – 100 mm s 40 mm	D10-150 mm s 40 mm

Gambar 4.23 Detail Balok B2

Sumber : Hasil Perancangan

BALOK B3	
DIMENSI 250 x 600 mm	
TUMPUAN	LAPANGAN
	
D10 – 100 mm s 40 mm	D10 - 150 mm s 40 mm

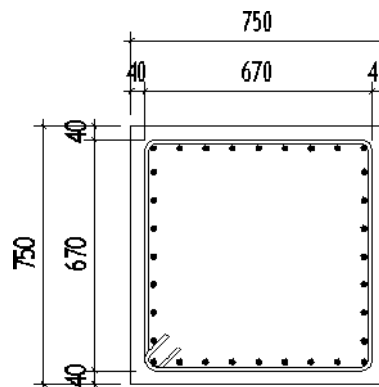
Gambar 4.24 Detail Balok B3

Sumber : Hasil Perancangan

4.6.3 Komponen struktur lentur aksial (Kolom)

Dalam merancang kolom, langkah awal yang perlu dilakukan adalah memeriksa apakah balok yang direncanakan telah memenuhi kriteria sebagai elemen struktur lentur sebagaimana diatur dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7.

1. Kolom K1



Gambar 4.25 Rencana Penampang Kolom K1

Sumber : Hasil Analisis

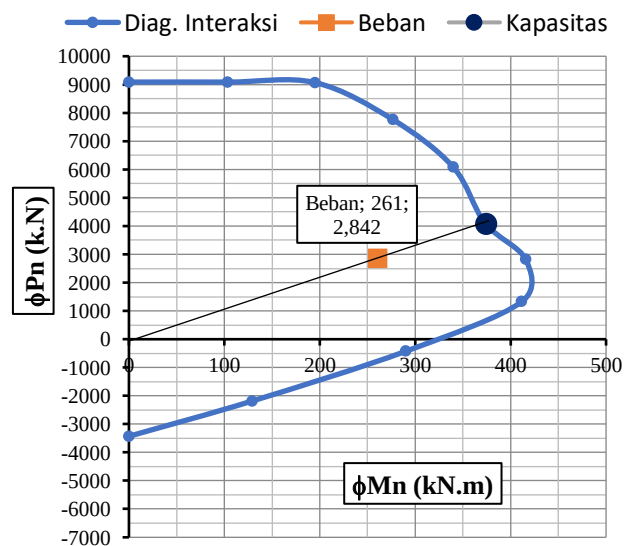
b	= 750	mm
h	= 750	mm
Selimut beton	= 40	mm
Sengkang	= 12	mm
Tulangan	= 19	mm
Σ Tulangan Arah X	= 9	buah
Σ Tulangan Arah Y	= 9	buah
d'	= 61,50	mm
dx	= 689	mm
dy	= 689	mm
Spasi Tulangan Arah X	= 78	mm
Spasi Tulangan Arah Y	= 78	mm
Σ Tulangan	= 32	buah
Ast	= 9.072,9	mm ²
0,1.Ag.f'c	= 1687,5	kN < Pu

Tabel 4.26 Diagram Interaksi Kolom (K1) Arah X

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M3 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	9087.6	0	261.40	2842.44	4072	374	0.698
2	9087.6	103.7705					
3	9067.9	195.2118					
4	7758.9	276.7484					
5	6081.3	339.8631					
6	4106	373.0837					
7	2816.6	415.8317					
8	1327.1	411.6362					
9	-423.7	290.2311					
10	-2184	129.1038					
11	-3430	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 28, Diagram interaksi kolom K1 arah X menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K1 arah X dapat dilihat pada Gambar 4. 26.



Gambar 4.26 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah x

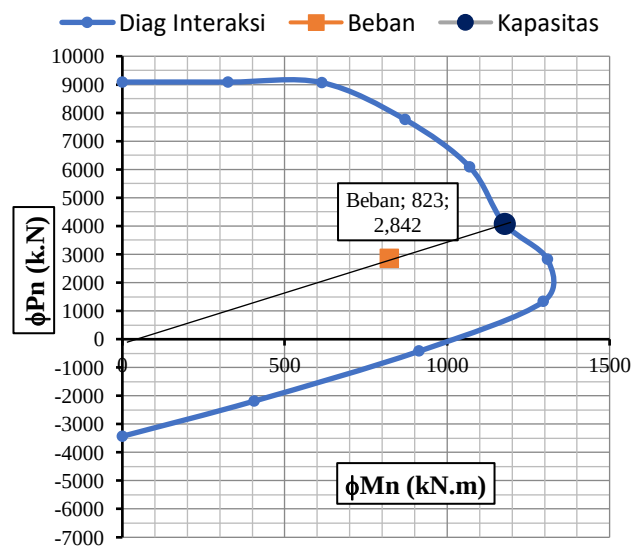
Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.27 Diagram Interaksi Kolom (K1) Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M2 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	9087.6	0	822.84	2842.44	4072	1179	0.698
2	9087.6	326.6566					
3	9067.9	614.5024					
4	7758.9	871.1693					
5	6081.3	1069.847					
6	4106	1174.421					
7	2816.6	1308.986					
8	1327.1	1295.78					
9	-423.7	913.6111					
10	-2184	406.4026					
11	-3430	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 29, Diagram interaksi kolom K1 arah Y menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K1 arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 27.



Gambar 4.27 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah y

Sumber : Hasil Analisis

- Kapasitas Geser Kolom K1

$$\text{Luas Kolom (A}_g\text{)} = 562.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u = 2.842,44 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 97,28 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 214,57 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 353,67 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 490,57 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 353,67 + 490,57 = 844,23 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 844,23 \text{ kN} > 97,28 \text{ kN}$$

Ok

Geser Arah y

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 353,67 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 490,57 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 353,67 + 490,57 = 844,23 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 844,23 \text{ kN} > 214,57 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

- Senggang pengikat

$$\text{Luas Kolom } A_g = 562,500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Inti } b_c = 658 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Inti } h_c = 658 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Inti } A_{ch} = 432964 \text{ mm}$$

Tulangan Senggang Arah x

$$A_{sh1}/s_x = 4,22 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 4,23 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D12 - 100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 4,23 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.308,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1885,53 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Tulangan Senggang Arah y

$$A_{sh1}/s_x = 4,22 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 4,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

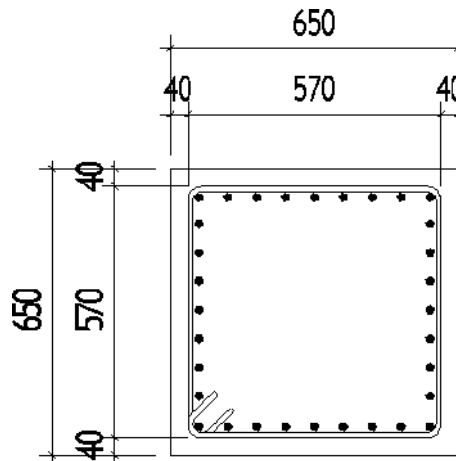
Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 4,23 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.308,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1885,53 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

2. Kolom K2



Gambar 4.28 Rencana Penampang Kolom K2

Sumber : Hasil Analisis

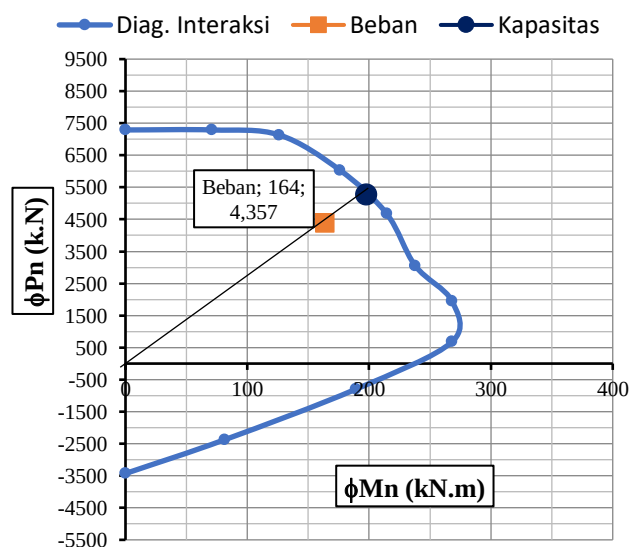
b	= 650	mm		
h	= 650	mm		
Selimut beton	= 40	mm		
Sengkang	= 12	mm		
Tulangan	= 19	mm		
Σ Tulangan Arah X	= 9	buah		
Σ Tulangan Arah Y	= 9	buah		
d'	= 61,50	mm		
dx	= 589	mm		
dy	= 589	mm		
Spasi Tulangan Arah X	= 66	mm		
Spasi Tulangan Arah Y	= 66	mm		
Σ Tulangan	= 32	buah		
Ast	= 9.072,9	mm ²	2,15	%
0,1.Ag.f'c	= 1.267,5	kN	<	Pu

Tabel 4.28 Diagram Interaksi Kolom (K2) Arah X

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	fPn kN	fMn kN.m	M3 kN.m	Pu kN	fPn kN	fMn kN.m	Rasio
1	7290	0	163,94	4357,41	5263	198	0,828
2	7290	71,0387					
3	7134,9	126,1045					
4	6036	176,0524					
5	4678,3	214,3984					
6	3052,9	237,8386					
7	1958,6	267,9116					
8	679,45	268,0686					
9	-800,88	189,0181					
10	-2378,2	81,2299					
11	-3429,6	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 30, Diagram interaksi kolom K2 arah X menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K2 arah X dapat dilihat pada Gambar 4. 29.

**Gambar 4.29 Diagram Interaksi Kolom K2 Arah x**

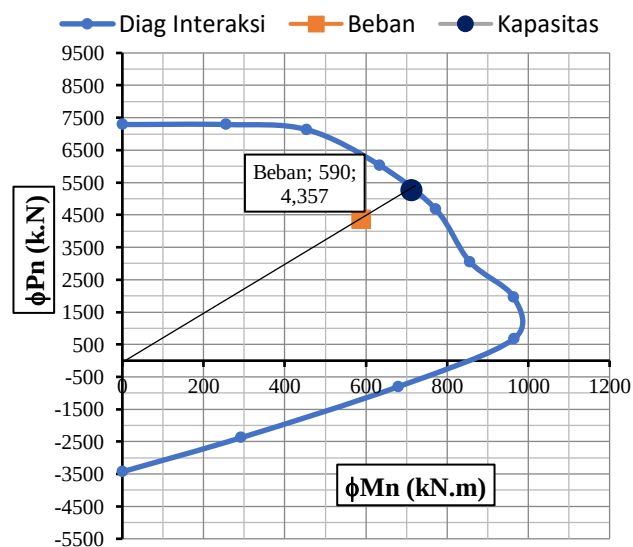
Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.29 Diagram Interaksi Kolom (K2) Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	fPn kN	fMn kN.m	M2 kN.m	Pu kN	fPn kN	fMn kN.m	Rasio
1	7290	0	589,89	4357,41	5263	712,43	0,828
2	7290	255,6145					
3	7134,9	453,7548					
4	6036	633,4794					
5	4678,3	771,4576					
6	3052,9	855,8013					
7	1958,6	964,0111					
8	679,45	964,5763					
9	-800,88	680,1333					
10	-2378,2	292,2848					
11	-3429,6	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 31, Diagram interaksi kolom K2 arah Y menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K2 arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 30.

**Gambar 4.30 Diagram Interaksi Kolom K2 Arah y**

Sumber : Hasil Analisis

- Kapasitas Geser Kolom K2

$$\text{Luas Kolom (A}_g\text{)} = 422.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u = 4.357,41 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 141,22 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 198 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 262,09 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 419,31 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 262,09 + 419,31 = 681,40 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 681,40 \text{ kN} > V_u$$

Ok

Geser Arah y

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 262,09 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 419,31 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 262,09 + 419,31 = 681,40 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 681,40 \text{ kN} > V_u \quad \text{Ok}$$

- Sengkang pengikat

$$\text{Luas Kolom } A_g = 422.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar Inti } b_c = 558 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Inti } h_c = 558 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Inti } A_{ch} = 311.364 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Arah x

$$A_{sh1}/S_x = 4,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/S_x = 3,59 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D12 - 100

Kontrol

$$A_v/S_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,59 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.118,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.396,78 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Tulangan Sengkang Arah y

$$A_{sh1}/S_x = 4,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/S_x = 3,59 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

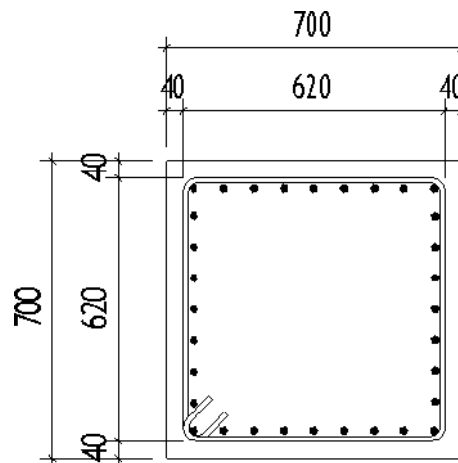
Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/S_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,59 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.118,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.396,78 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

3. Kolom K3



Gambar 4.31 Rencana Penampang Kolom K3

Sumber : Hasil Analisis

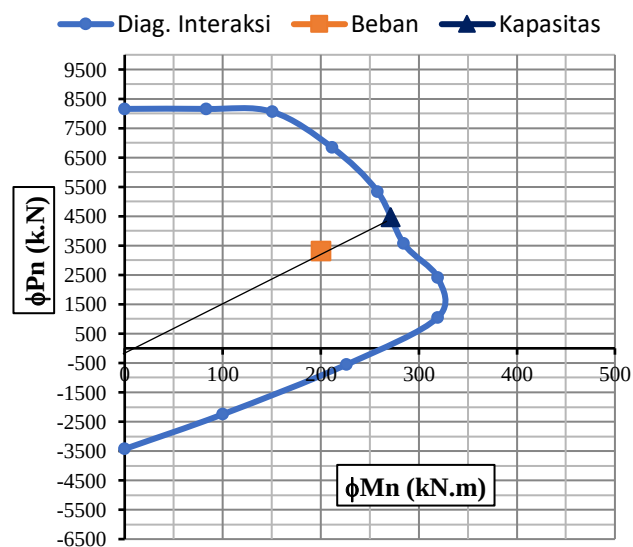
b	= 700	mm		
h	= 700	mm		
Selimut beton	= 40	mm		
Sengkang	= 12	mm		
Tulangan	= 19	mm		
Σ Tulangan Arah X	= 9	buah		
Σ Tulangan Arah Y	= 9	buah		
d'	= 61,50	mm		
dx	= 639	mm		
dy	= 639	mm		
Spasi Tulangan Arah X	= 72	mm		
Spasi Tulangan Arah Y	= 72	mm		
Σ Tulangan	= 32	buah		
Ast	= 9.072,9	mm ²	2,15	%
0,1.Ag.f'c	= 1.470	kN	<	Pu

Tabel 4.30 Diagram Interaksi Kolom (K3) Arah X

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M3 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	8157	0	200.74	3294.99	4453	271.27	0.740
2	8157	82.7921					
3	8057	150.614					
4	6840	211.617					
5	5342	257.856					
6	3570	284.522					
7	2405	319.403					
8	1047	319.177					
9	-559	225.989					
10	-2252	99.6179					
11	-3430	0					

Sumber : Hasil Analisa

Berdasarkan Tabel 4. 32, Diagram interaksi kolom K3 arah X menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K3 arah X dapat dilihat pada Gambar 4. 32.



Gambar 4.32 Diagram Intraksi Kolom K3 Arah x

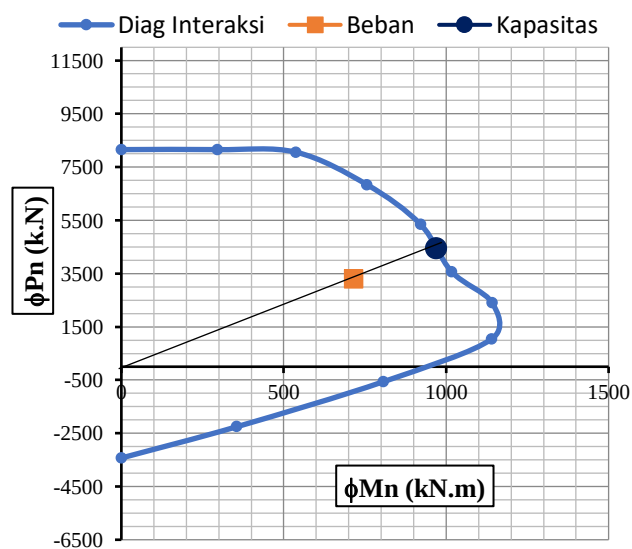
Sumber : Hasil Analisa

Tabel 4.31 Diagram Interaksi Kolom (K3) Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M2 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	8156.7	0	717.35	3294.99	4453	969	0.740
2	8156.7	295.855					
3	8057	538.215					
4	6840.1	756.208					
5	5341.7	921.442					
6	3569.9	1016.73					
7	2404.6	1141.38					
8	1047.1	1140.57					
9	-559	807.568					
10	-2252	355.982					
11	-3430	0					

Sumber : Hasil Analisa

Berdasarkan Tabel 4. 33, Diagram interaksi kolom K3 arah Y menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K3 arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 33.



Gambar 4.33 Diagram Interaksi Kolom K3 Arah y

Sumber : Hasil Analisis

- Kapasitas Geser Kolom K3

$$\text{Luas Kolom (A}_g\text{)} = 490.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u = 3.294,99 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 114,03 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 224,67 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 306,15 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 454,94 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 306,15 + 454,94 = 761,09 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 761,09 \text{ kN} > V_u$$

Ok

Geser Arah y

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 306,15 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 454,94 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 306,15 + 454,94 = 761,09 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{Uy} = 761,09 \text{ kN} > V_u \quad \text{Ok}$$

- Sengkang pengikat

$$\text{Luas Kolom } A_g = 422.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar Inti } b_c = 608 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Inti } h_c = 608 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Inti } A_{ch} = 369.664 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Arah x

$$A_{sh1}/s_x = 4,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 3,91 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D12 - 100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,91 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.213,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.632,03 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Tulangan Sengkang Arah y

$$A_{sh1}/s_x = 4,24 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 3,91 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

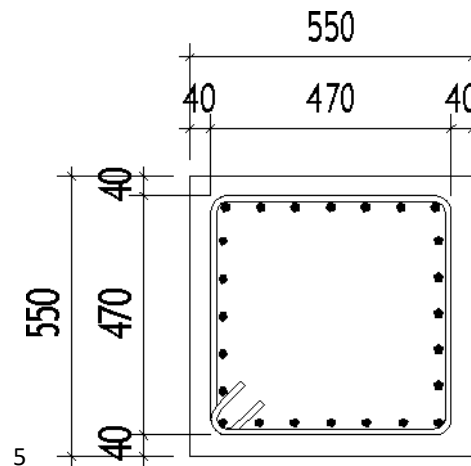
Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,91 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.213,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.632,03 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

4. Kolom K4



Gambar 4.34 Rencana Penampang Kolom K4

Sumber : Hasil Analisis

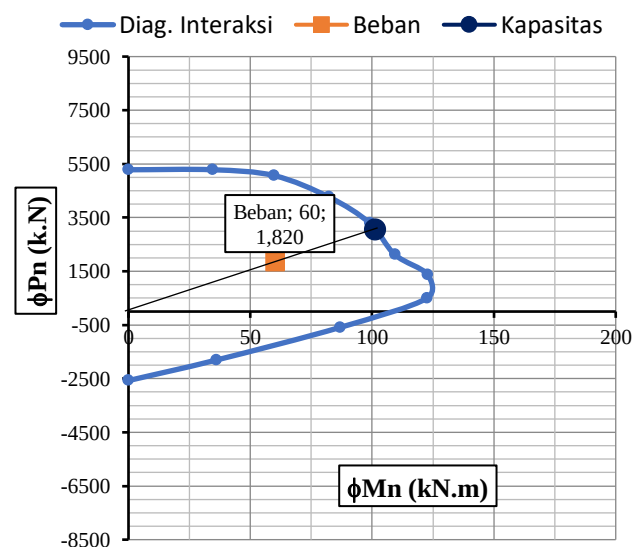
b	= 550	mm		
h	= 550	mm		
Selimut beton	= 40	mm		
Sengkang	= 12	mm		
Tulangan	= 19	mm		
Σ Tulangan Arah X	= 7	buah		
Σ Tulangan Arah Y	= 7	buah		
d'	= 61,50	mm		
dx	= 489	mm		
dy	= 489	mm		
Spasi Tulangan Arah X	= 71	mm		
Spasi Tulangan Arah Y	= 71	mm		
Σ Tulangan	= 24	buah		
Ast	= 6.804,7	mm ²	2,15	%
0,1.Ag.f'c	= 907,05	kN	<	Pu

Tabel 4.32 Diagram Interaksi Kolom (K4)Arah X

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M3 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	5282.9	0	60.46	1820.16	3049	101.27	0.597
2	5282.9	34.6472					
3	5063.9	59.7968					
4	4264.6	82.3041					
5	3291.7	99.0797					
6	2120.2	109.3445					
7	1377.9	122.7373					
8	497.36	122.5206					
9	-590	86.9133					
10	-1810	35.979					
11	-2572	0					

Sumber : Hasil Analisis.

Berdasarkan Tabel 4. 34, Diagram interaksi kolom K4 arah X menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K4 arah X dapat dilihat pada Gambar 4. 35.

**Gambar 4.35 Diagram Interaksi Kolom K4 Arah x**

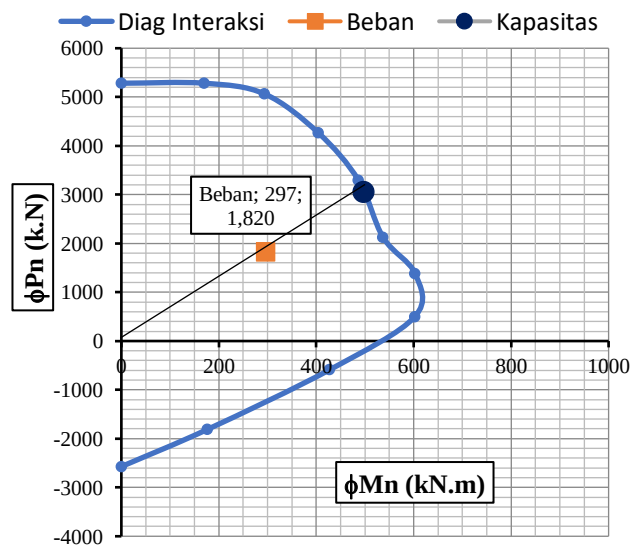
Sumber : Hasil Analisa

Tabel 4.33 Diagram Interaksi Kolom (K4) Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	M2 kN.m	Pu kN	ϕP_n kN	ϕM_n kN.m	Rasio
1	5282.9	0	297.15	1820.16	3049	497.74	0.597
2	5282.9	170.2837					
3	5063.9	293.8885					
4	4264.6	404.5073					
5	3291.7	486.9558					
6	2120.2	537.4048					
7	1377.9	603.2276					
8	497.36	602.1628					
9	-590	427.1605					
10	-1810	176.8292					
11	-2572	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 35, Diagram interaksi kolom K4 arah Y menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K4 arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 36.



Gambar 4.36 Diagram Interaksi Kolom K4 Arah y

Sumber : Hasil Analisis

- Kapasitas Geser Kolom K4

$$\text{Luas Kolom (A}_g\text{)} = 302.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1.820,16 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 174,09 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 193,55 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 184,03 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 348,06 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 184,03 + 348,06 = 532,09 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{ux} = 532,09 \text{ kN} > V_u$$

Ok

Geser Arah y

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 184,03 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 348,06 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 184,03 + 348,06 = 532,09 \text{ N}$$

$$\phi V_n > V_{Uy} = 532,09 \text{ N} > Vu$$

Ok

- Sengkang pengikat

$$\text{Luas Kolom } A_g = 302.500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Inti } b_c = 458 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Inti } h_c = 458 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Inti } A_{ch} = 109.764 \text{ mm}$$

Tulangan Sengkang Arah x

$$A_{sh1}/S_x = 4,34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/S_x = 2,94 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D12 - 100

Kontrol

$$A_v/S_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 2,94 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 928,17 \text{ kN} < V_{maks} = 981,06 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Tulangan Sengkang Arah y

$$A_{sh1}/S_x = 4,34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/S_x = 2,94 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

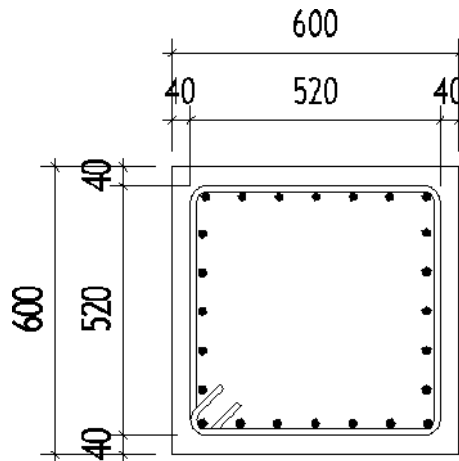
Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/S_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 2,94 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 928,17 \text{ kN} < V_{maks} = 981,06 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

5. Kolom K5



Gambar 4.37 Rencana Penampang Kolom K5

Sumber : Hasil Analisis

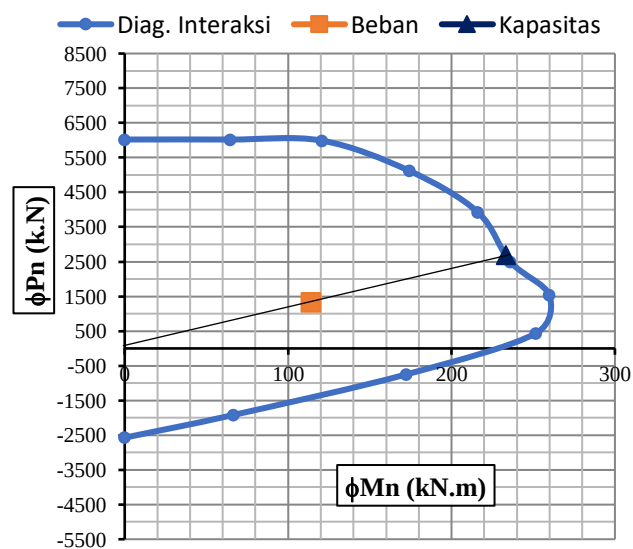
b	= 600	mm		
h	= 600	mm		
Selimut beton	= 40	mm		
Sengkang	= 12	mm		
Tulangan	= 19	mm		
Σ Tulangan Arah X	= 7	buah		
Σ Tulangan Arah Y	= 7	buah		
d'	= 61,50	mm		
dx	= 539	mm		
dy	= 539	mm		
Spasi Tulangan Arah X	= 80	mm		
Spasi Tulangan Arah Y	= 80	mm		
Σ Tulangan	= 24	buah		
Ast	= 6.804,7	mm ²	2,15	%
0,1.Ag.f'c	= 1.080	kN	<	Pu

Tabel 4.34 Diagram Interaksi Kolom (K5) Arah X

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	fPn kN	fMn kN.m	M3 kN.m	Pu kN	fPn kN	fMn kN.m	Rasio
1	6021	0	114.09	1320.38	2700	233.30	0.489
2	6021	64.381					
3	5990	120.684					
4	5119	174.234					
5	3929	216.049					
6	2499	235.935					
7	1536	259.835					
8	436.2	251.567					
9	-751	172.14					
10	-1919	66.4341					
11	-2572	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 36, Diagram interaksi kolom K5 arah X menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K5 arah X dapat dilihat pada Gambar 4. 38.

**Gambar 4.38 Gambar Diagram Interaksi Kolom K5 Arah x**

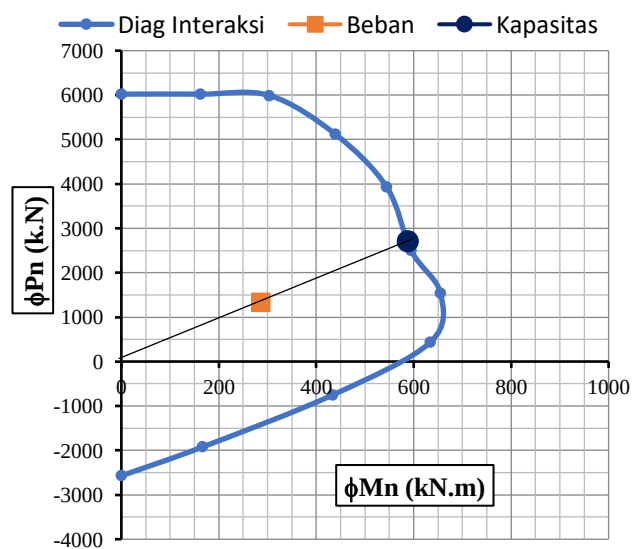
Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.35 Diagram Interaksi Kolom (K5) Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	fPn kN	fMn kN.m	M2 kN.m	Pu kN	fPn kN	fMn kN.m	Rasio
1	6021.2	0	287.62	1320.38	2700	588	0.489
2	6021.2	162.309					
3	5989.7	304.253					
4	5118.6	439.256					
5	3929.3	544.674					
6	2498.7	594.809					
7	1536.3	655.064					
8	436.23	634.219					
9	-751	433.977					
10	-1919	167.485					
11	-2572	0					

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan Tabel 4. 37, Diagram interaksi kolom K5 arah Y menunjukkan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Dari hasil analisis pada tabel didapat nilai beban terfaktor tidak lebih besar dari kapasitas. Gambar diagram interaksi kolom K5 arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 39.



Gambar 4.39 Diagram Interaksi Kolom K5 Arah y

Sumber : Hasil Analisis

- Kapasitas Geser Kolom K5

Luas Kolom (A_g)	=	360.000 mm ²
Tulangan Sengkang	=	12 mm
f_y	=	420 MPa
P_u	=	1.820,16 kN
V_{u-x}	=	162,09 kN
V_{u-y}	=	194,92 kN
ϕ	=	0,75

Geser Arah x

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 221,27 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 383,69 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 221,27 + 383,69 = 604.96 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 604.96 \text{ kN} > V_u$$

Ok

Geser Arah y

Menghitung ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x = 221,27 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang 2D10-100

$$A_v = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 383,69 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 221,27 + 383,69 = 604.96 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{Uy} = 604.96 \text{ kN} > V_u \quad \text{Ok}$$

- Senggang pengikat

$$\text{Luas Kolom } A_g = 360.00 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Inti } b_c = 508 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Inti } h_c = 508 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Inti } A_{ch} = 258.064 \text{ mm}$$

Tulangan Senggang Arah x

$$A_{sh1}/s_x = 4,30 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 3,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D12 - 100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,27 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.023,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.179,79 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Tulangan Senggang Arah y

$$A_{sh1}/s_x = 4,30 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 3,27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

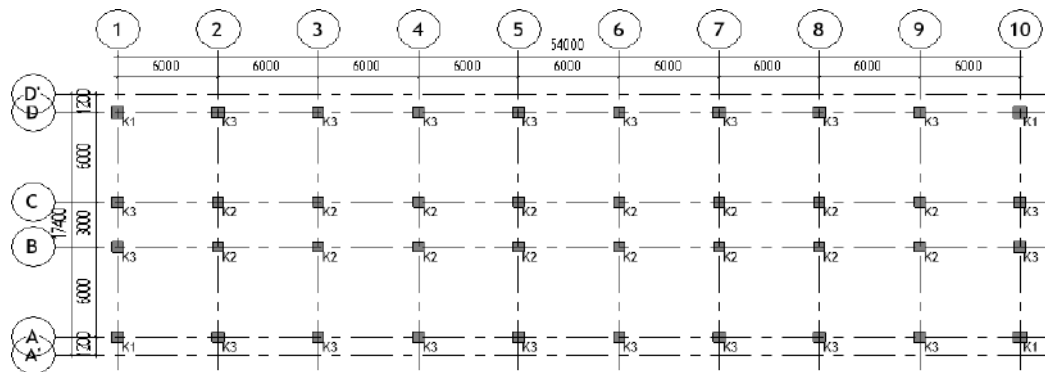
Gunakan Tulangan Geser 4D12-100

Kontrol

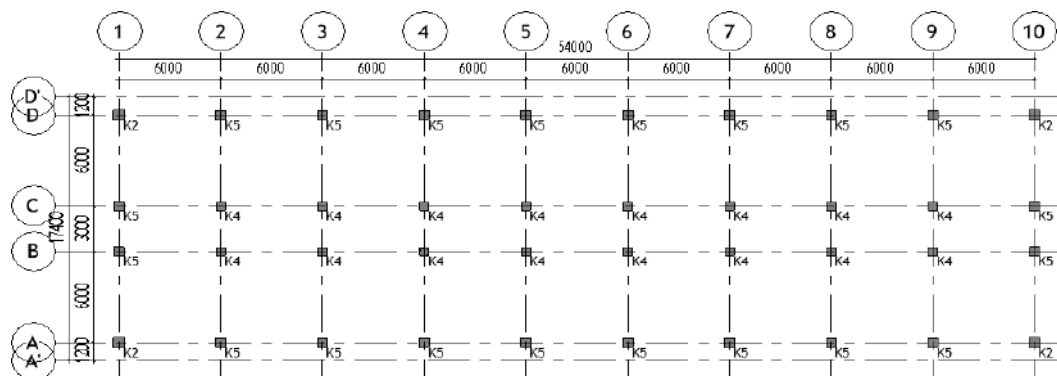
$$A_v/s_x = 4,52 \text{ mm}^2/\text{mm} > 3,27 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ok}$$

$$V_s = 1.023,17 \text{ kN} < V_{maks} = 1.179.79 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Setelah dilakukan perhitungan didapat hasil desain komponen struktur kolom untuk bangunan hotel 8 lantai ini yang dapat dilihat pada Gambar 4.40



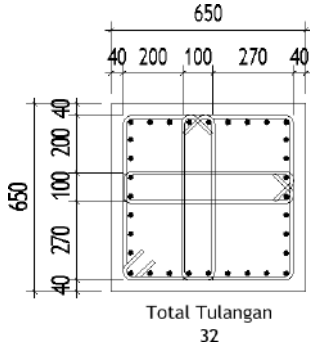
Gambar 4.40 Hasil Desain Denah Kolom Lantai 1 – Lantai 4
Sumber : Hasil Analisis



Gambar 4.41 Hasil Desain Denah Kolom Lantai 5 – Lantai 8
Sumber : Hasil Analisis

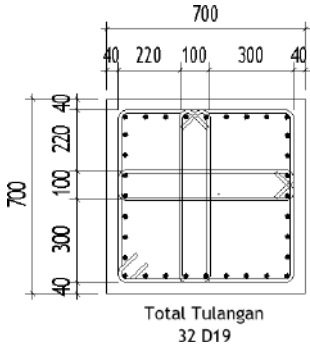
DETAIL KOLOM K1	
K1	KETERANGAN
Total Tulangan 32 D19	Dimensi : 750 x 750 mm Tul Utama. : 19 mm Tul Sengkang : 12 mm – 100 Tul Pengikat : 4 Kaki – 100 mm

Gambar 4.42 Hasil Desain Detail Kolom K1
Sumber : Hasil Perancangan

DETAIL KOLOM K2	
K2	KETERANGAN
 Total Tulangan 32	Dimensi : 650 x 650 mm Tul Utama. : 19 mm Tul Sengkang : 12 mm – 100 Tul Pengikat : 4 Kaki – 100 mm

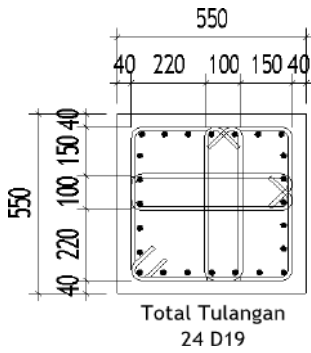
Gambar 4.43 Hasil Desain Detail Kolom K2

Sumber : Hasil Perancangan

DETAIL KOLOM K3	
K3	KETERANGAN
 Total Tulangan 32 D19	Dimensi : 700 x 700 mm Tul Utama. : 19 mm Tul Sengkang : 12 mm – 100 Tul Pengikat : 4 Kaki – 100 mm

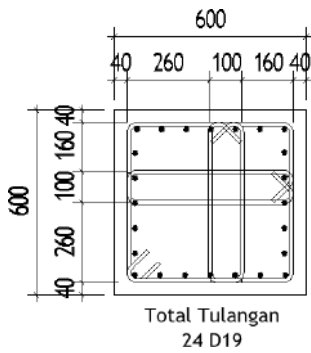
Gambar 4.44 Hasil Desain Detail Kolom K3

Sumber : Hasil Perancangan

DETAIL KOLOM K4	
K4	KETERANGAN
 Diagram showing the cross-section of column K4. The overall dimensions are 550 mm by 550 mm. The reinforcement details include: 40 mm top and bottom concrete cover, 220 mm spacing for longitudinal bars, 100 mm spacing for diagonal bars, and 150 mm spacing for stirrups. The total number of longitudinal bars is 24 D19.	Dimensi : 550 x 550 mm Tul Utama. : 19 mm Tul Senggang : 12 mm – 100 Tul Pengikat : 4 Kaki – 100 mm

Gambar 4.45 Hasil Desain Detail Kolom K4

Sumber : Hasil Perancangan

DETAIL KOLOM K5	
K5	KETERANGAN
 Diagram showing the cross-section of column K5. The overall dimensions are 600 mm by 600 mm. The reinforcement details include: 40 mm top and bottom concrete cover, 260 mm spacing for longitudinal bars, 100 mm spacing for diagonal bars, and 160 mm spacing for stirrups. The total number of longitudinal bars is 24 D19.	Dimensi : 600 x 600 mm Tul Utama. : 19 mm Tul Senggang : 12 mm – 100 Tul Pengikat : 4 Kaki – 100 mm

Gambar 4.46 Hasil Desain Detail Kolom K5

Sumber : Hasil Perancangan

4.7 Pembahasan

4.7.1 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur bangunan ini mengacu pada SNI 1726:2019 sebagai pedoman utama untuk perencanaan ketahanan gempa. Standar ini digunakan untuk menentukan klasifikasi wilayah gempa, tingkat risiko bangunan, serta sistem struktur yang sesuai dalam menghadapi beban seismik. Nilai-nilai seperti percepatan spektral dan percepatan puncak tanah diperoleh dari input koordinat lokasi dan data tanah, yang kemudian digunakan dalam analisis beban gempa. Berdasarkan analisis yang mengacu pada SNI 1726:2019 ditarik pembahasannya sebagai berikut :

1. Hasil analisa pada Tabel 4.4 mengenai perioda ragam getar dan frekuensi dalam kondisi *un-crack*, hasil Analisa getar bebas yang diperoleh adalah T_{cx} sebesar 1,0640 sec. dan T_{cy} sebesar 1,1190 sec. dengan nilai maksimum $C_u.T_a$ yang dihasilkan sebesar 1,301 dan menggunakan $T_x = 1,064$ sec. dan $T_y = 1,1190$ sec. Berdasarkan ketentuan SNI 1726-2019 **Pasal 7.8.2** tidak boleh melewati hasil perkalian koefisien untuk batasan atas periode yang dihitung.

2. Rasio Modal Partisipasi Massa

Dari hasil analisis pada Tabel 4.9 mengenai rasio model partisipasi massa dapat dilihat bahwa pada mode ke-6 nilai partisipasi massa telah melampaui 90% dengan arah pergerakan model spektrum 1 ke arah sumbu-y, modal respon spektrum 2 mengarah ke sumbu-x dan modal respon spektrum 3 bertranslasi atau berotasi. Berdasarkan SNI 1726-2019 **Pasal 7.9.4.1** analisa harus menyertakan ragam terkombinasi sebesar 100%, pengecualian Analisa diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi, paling sedikit 90% dari massa actual dari masing-masing arah horizontal yang ditinjau.

3. Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Dari hasil analisis pada Tabel 4.8 mengenai *base shear* sesudah terkoreksi yang didapat pada V_{nx} sebesar 100% dan V_{ny} 100%. Berdasarkan SNI 1726:2019 **Pasal 7.9.4.1** bila digunakan $\geq 100\%$ V_n untuk arah x dan y. Berdasarkan periode yang didapat berarti peninjauan ragam getar memenuhi persyaratan.

4. Ketidakberaturan Struktur Vertikal (*Irregularitas Vertical*)

Hasil dari pemeriksaan tipe 1a dapat dilihat pada Tabel 4.19 dan Tabel 4.20 menunjukkan bahwa struktur mengalami ketidak beraturan vertical. Sesuai **Pasal 7.7.3**, jika terdapat ketidakberaturan, maka perlu dilakukan analisis dinamika 3D dengan mempertimbangkan kekakuan diafragma, penampang retak untuk elemen beton, serta efek P-Delta.

5. Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Hasil analisis pada Tabel 4.28 dan 4.29 dapat dilihat bahwa hasil dari ketidak beraturan horizontal arah x dan arah y maksimal adalah 1,00. Berdasarkan SNI 1726- 2019 **Pasal 7.3.2.1** ketidak beraturan horizontal 1a akan terjadi apabila simpangan maksimal berbanding simpangan rerata lebih besar dari 1,20 dan ketidak beraturan horizontal 1b akan terjadi apabila simpangan maksimal berbanding simpangan rerata lebih besar dari 1,40.

6. Dari hasil analisis Pada Tabel 4.16 Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10, sesuai dengan ketentuan pada SNI 1727:2019 **Pasal 7.8.7**.

4.7.2 Desain Elemen Struktur

Untuk perancangan elemen struktural seperti balok, kolom, dan pelat lantai, digunakan acuan SNI 2847:2019 yang mengatur tata cara perencanaan struktur beton. Standar ini menjadi dasar dalam menentukan ukuran elemen, jumlah dan penempatan tulangan, serta detailing struktur agar memenuhi syarat kekuatan dan kelenturan. Pada perancangan yang telah dilakukan dapat dibahas :

1. Pelat Lantai

Pada analisis perhitungan pelat lantai diambil nilai M_u maksimum yang terdapat pada lantai 3 yaitu dengan nilai M_u sebesar 12 kN.m. dengan desain pelat lantai tebal 13 cm, tulangan D10-100 untuk tumpuan, dan D10-150 untuk lapangan didapat M_n sebesar 22,53 kN.m

Tabel 4.36 Analisa Komponen Struktur Pelat Lantai

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	22,53	12	Ok
Lapangan	15,02	7,50	Ok

Sumber : Hasil Analisis

2. Balok

Pendesainan balok bangunan hotel ini mengacu pada struktur balok pada lantai 3 dengan nilai kebutuhan tulangan perlu yang lebih dominan dari lantai lain. Berdasarkan hasil analisis, diperoleh bahwa nilai M_n lebih besar dari M_u , yang menunjukkan bahwa balok tersebut telah memiliki kapasitas lentur yang memadai untuk menahan momen akibat beban rencana. Sementara itu, untuk kapasitas geser diperoleh nilai V_n lebih besar dari V_u , yang berarti kapasitas geser penampang telah memenuhi ketentuan keamanan struktural sesuai dengan SNI 2847:2019. Hasil desain Balok dapat dilihat pada Gambar 4.21 balok B1.1, Gambar 4.22 balok B1.2 Gambar 4.23 balok B2, Gambar 4.24 Balok B3. Rangkuman hasil analisis pendesainan balok dapat dilihat pada tabel dibawah.

Tabel 4.37 Analisa Komponen Struktur Balok B1 (40 x 60)

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Kapasitas Lentur			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	361,176	289,5058	Ok
Lapangan	240,784	144,75	Ok
Kapasitas geser			
	ϕV_n kN	V_u kN	$\phi V_n > V_u$
Nilai	307,06	69,51	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.38 Analisa Komponen Struktur Balok B2 (20 x 40)

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Kapasitas Lentur			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	77,77	70,175	Ok
Lapangan	51,849	35,09	Ok
Kapasitas geser			
	ϕV_n kN	V_u kN	$\phi V_n > V_u$
Nilai	249,91	16,19	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.39 Analisa Komponen Struktur Balok B3 (25 x 60)

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Kapasitas Lentur			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	180,59	122,23	Ok
Lapangan	120,39	94,18	Ok
Kapasitas geser			
	ϕV_n kN	V_u kN	$\phi V_n > V_u$
Nilai	395,03	22	Ok

Sumber : Hasil Analisis

3. Kolom

Berdasarkan hasil analisis penulangan kolom menunjukkan bahwa nilai $0,1 \cdot A_g \cdot f_c' < 0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$ lebih rendah daripada nilai P_u . Demikian pula, kapasitas geser kolom V_n harus melebihi nilai V_u . Selain itu, dalam desain *confinement*, nilai V_s harus lebih kecil daripada V_{smaks} , yang telah memenuhi persyaratan peraturan desain kolom menurut SNI 2847:2019. Hasil desain

kolom dapat dilihat pada Gambar 4.42 kolom K1, Gambar 4.43 kolom K2, Gambar 4.44 kolom K3, Gambar 4.45 kolom K4, Gambar 4.46 kolom K5. Rangkuman hasil analisis pendesainan kolom dapat dilihat pada tabel dibawah.

Tabel 4.40 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K1 80x80

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1xAgx f_c'$ (kN)	Pu (kN)	$0,1xAgx f_c' < Pu$
	1687,5	2842,44	Ok
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	844,23	97,28	Ok
y	844,23	97	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks}(kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.308,17	1885,53	Ok
y	1.308,17	1885,53	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.41 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K2 65x65

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1xAgx f_c'$ (kN)	Pu (kN)	$0,1xAgx f_c' < Pu$
	1.267,5	4357,61	Ok
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	681,40	141,22	Ok
y	681,40	198	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks}(kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.118,17	1.396,78	Ok
y	1.118,17	1.396,78	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.42 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K3 70x70

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1xAgxf'c'$ (kN)	P_u (kN)	$0,1xAgxf'c' < P_u$
	1.470	3.294,99	Ok
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u(kN)	$\phi V_n > V_u$
x	761,09	114,03	Ok
y	761,09	224,67	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks}(kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.213,17	1.632,03	Ok
y	1.213,17	1.632,03	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.43 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K4 55x55

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1xAgxf'$ (kN)	P_u (kN)	$0,1xAgxf' < P_u$
	907,5	1820,16	Ok
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u(kN)	$\phi V_n > V_u$
x	532,09	174,0,9	Ok
y	532,09	193,55	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks}(kN)	$V_s < V_{maks}$
x	928,17	981,06	Ok
y	928,17	981,06	Ok

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4.44 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K5 60x60

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1xAgxf'$ (kN)	P_u (kN)	$0,1xAgxf' < P_u$
	1.080	1.320,8	Ok
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	604,96	162,9	Ok
y	604,96	194,92	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks} (kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.023,17	1.179,79	Ok
y	1.023,17	1.179,79	Ok

Sumber : Hasil Analisis

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil Analisa struktur yang telah dilakukan dengan mengacu pada SNI 1726-2019 dan SNI 2847-2019 serta standar-standar yang berlaku, didapatkan Kesimpulan sebagai berikut :

1. Pemodelan struktur beton bertulang pada bangunan Hotel 8 lantai telah memenuhi ketentuan perancangan struktur sesuai dengan SNI 1726:2019.
2. Dari hasil analisis desain komponen struktur didapat bahwa pelat lantai dengan tebal 13cm, balok induk (B1.1 dan B1.2) 400 x 600 mm, balok anak B2 200 x 400 mm, balok B3 250 x 600 mm, serta kolom K1(750 x 750), kolom K2(650 x 650), kolom K3(700 x 700), kolom K4(550 x 550), dan kolom K5 (600 x 600), pada perencanaan struktur beton bertulang Hotel 8 lantai telah sesuai dengan standar yang tercantum dalam SNI 2847:2019.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan dalam perancangan struktur beton bertulang, berikut beberapa saran yang dapat disampaikan untuk menjadi pertimbangan lebih lanjut dalam pengembangan dan evaluasi desain struktur tersebut.

1. Perlu adanya penelitian lanjut untuk mengetahui tingkat kinerja pada struktur saat adanya gempa yang kuat.
2. Perlu adanya penelitian lebih lanjut mengenai penggunaan baja sebagai material atau penggunaan *shearwall*.

DAFTAR PUSTAKA

- 1726, S. (2019). perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi , pemeliharaan dan penilaian kelayakan dan bangunan gedung dan nongedung sebagai revisi struktur bangunan gedung dan nongedung ; Lembaran Negara Republik Indonesia Tahun. *Badan Standardisari Nasional Indonesia*, 8, Herman Kurnianto, D., Teoretis dan Terapan Bidan.
- 1727-2020, S. (2020). Penetapan Standar Nasional Indonesia 1727 : 2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur. *Badan Standarisasi Nasional 1727:2020*, 8, 1–336.
- Anwar, J. A., & Andaryati. (2024). Perencanaan Struktur Beton Bertulang Hotel “Dracarys” 13 Lantai dengan Sistem SRPMK di Kota Depok. *Axial: Jurnal Rekayasa Dan Manajemen Konstruksi*, 12(2), 93–104.
- Badan Standarisasi Nasional Indonesia. (2017). SNI (Standard Nasional Indonesia) No. 2052 Tahun 2017 Tentang Baja Tulangan Beton. *Badan Standardisasi Nasional Indonesia*, 15.
- BSN. (2019). Penetapan Standar Nasional Indonesia 2847 : 2019 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Dan Penjelasan Sebagai Revisi Dari Standar Nasional Indonesia 2847 : 2013. *Sni 03-2874-2019*, 8.
- Islamiawan, F., & Ariyansyah, R. (2023). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Gedung Hotel Soluna 4 Lantai Di Jalan Parit H . Husin Ii Kota Pontianak (Planning of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structure of 4 Storey Soluna Hotel Building on Parit H . Husin Ii Street , Pont. 4(1), 9–16.*
- Irawan, H. (2015). *ANALISIS STRUKTUR GEDUNG 10 LANTAI HOTEL BATIQA PALEMBANG TERHADAP BEBAN GEMPA BERDASARKAN SNI 03-1726-2019.*
- Sapta. (2012). *Perancangan berbasis kinerja pada struktur bangunan gedung beton bertulang akibat beban gempa.*
- SNI 2847_2019 *Persyaratan beton struktural untuk bangunan Gedung dan penjelasan*
- SNI 1727. (1989). *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, Badan Standarisasi Nasional 1727:1989.*
- Standarisasi, N. B. (1989). *SNI 03-1727 pedoman perencanaan pembebanan untuk Rumah dan Gedung.*