

**EVALUASI KINERJA STRUKTUR GEDUNG
RUMAH SAKIT JIWA MENGGUNAKAN
ANALISIS *PUSHOVER* BERDASARKAN
DISPLACEMENT COEFFICIENT MODIFICATION (FEMA 440)**



SKRIPSI

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

Oleh:

NOVALIA RAMADHANI

NPM. 21310017

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

2025

HALAMAN PENGESAHAN
EVALUASI KINERJA STRUKTUR GEDUNG
RUMAH SAKIT JIWA MENGGUNAKAN
ANALISIS *PUSHOVER* BERDASARKAN
***DISPLACEMENT COEFFICIENT MODIFICATION* (FEMA 440)**



SKRIPSI

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

Palembang, Juni 2025
Menyetujui,
Ketua Program Studi
Teknik Sipil

Mengetahui,
Dekan Fakultas Teknik



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

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

HALAMAN PENGESAHAN
EVALUASI KINERJA STRUKTUR GEDUNG
RUMAH SAKIT JIWA MENGGUNAKAN
ANALISIS *PUSHOVER* BERDASARKAN
***DISPLACEMENT COEFFICIENT MODIFICATION* (FEMA 440)**



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

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

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Novalia Ramadhani
NPM : 21310017
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Rumah Sakit Jiwa
Menggunakan Analisis *Pushover* Berdasarkan
Displacement Coefficient Modification (FEMA 440)

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. Eka Wisnu Sumantri, S.T.,M.T
2. Ir. Pujiono, M.T.
3. Dr. Ir. Ramadhani, S.T.,M.T, IPM



MOTTO

“Perbandingan kedua golongan itu (orang-orang kafir dan orang-orang mukmin), seperti orang buta dan tuli dengan orang yang dapat melihat dan dapat mendengar. Adakah kedua golongan itu sama keadaan dan sifatnya? Maka tidakkah kamu mengambil pelajaran (daripada perbandingan itu)?.”

-Surat Hud ayat 24-

“Semua revolusi datang dengan kematian. Beberapa harus mati agar yang lain dapat hidup. Itu Adalah tragedi, tetapi juga sebuah kebenaran.”

-Marissa Meyer, *Renegades*-

“Tekanan Adalah kondisi yang bisa membentuk seseorang.”

-Dee Lestari, *Aroma Karsa*-

“Siapa kamu?.”

-Jostein Gaarder, *Dunia Sophie*-

PERSEMBAHAN

Untuk Allah SWT,

“Ya Rabb, diri ini mempersembahkan setiap huruf dalam karya ini sebagai tanda bersyukur atas ilmu-Mu. Tanpa pertolongan-Mu, sulit rasanya ini terselesaikan.”

Untuk Kedua Orang Tua ku,

“Bunda, Ayah... tidak ada kata lagi yang terucap selain rasa terimakasih atas jerih payah kalian yang telah menghantarkanku hingga detik ini.”

Untuk pembimbing dan dosen-dosen ku

“Terima kasih telah sabar membimbing langkah kakiku yang masih tersandung. Setiap kritik dan koreksi adalah hadiah terindah dalam perjalanan akademikku.”

Untuk diriku sendiri

“Tanggal 23-5-2019, kita pernah ingin menyerah akan kehidupan. Membenci hirarki kehidupan yang tak adil. Terimakasih sudah bertahan hingga di titik ini. Semua luka yang tertanam di jiwa dan raga, rasa kesendirian yang membunuh jati diri, tanpa tersadar telah membuat kita lebih kuat melangkah mencari arti kehidupan. Terimakasih Rama, Raku, dan Joey.”

KATA PENGANTAR

Puji dan Syukur penulis haturkan kepada kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena berkat Rahmat dan hidayah-Nya kepada penulis sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul “**Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Rumah Sakit Jiwa Dengan Menggunakan Analisis *Pushover* Berdasarkan *Displacement Coefficient Modification* (FEMA 440)**”.

Skripsi ini dibuat sebagai salah satu persyaratan dalam memperoleh gelar sarjana Teknik (ST) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas IBA.

Bagaikan burung kecil yang bersandar pada ranting pohon kokoh, penulis menyampaikan rasa hormat dan terimakasih yang tak terukur kepada :

1. Kepada **kedua orang tua** dan **keluarga** saya yang telah memberikan doa dan dukungan hingga laporan ini diselesaikan.
2. Ibu **Dr. Ir. Hardayani Haruno, M.T.** Selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas IBA Palembang.
3. Bapak **Robi Sahbar, S.T.,M.T.** selaku ketua program studi Teknik sipil Universitas IBA dan selaku dosen pembimbing II saya
4. Bapak **Ir.Sapta,S.T.,M.T.,IPU,Asean Eng** selaku dosen pembimbing I saya yang telah membimbing saya dalam proses penyelesaian laporan kerja praktik.
5. Ibu **Sari Farlianti, ST.,MT**, Selaku sekretaris Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas IBA.
6. **Dosen-dosen Program Studi Teknik sipil** yang telah memberikan ilmu-ilmu serta motivasinya kepada Penulis.
7. Teman-teman Angkatan-21 terkhusus yang tergabung pada *circle KREAK UYEE* (**Asharul Khafi, ST., Helmi Ananda Saputra, ST., Mozad Syahrul Ramadhan, ST., Muammar Fitrah Fahreza, ST., dan Syakira Suci Maharani, ST.**) Terimakasih atas kenangan-kenangan yang rasanya sulit terlupakan.
8. ***Alter ego*** dan **diri sendiri** yang selalu menghibur dan menemani.

9. Seperti butiran pasir di pantai yang tak terhitung jumlahnya, demikianlah banyaknya pihak yang telah memberikan dukungan dengan tulus hati. Kepada semua yang tak sempat disebutkan namanya, terimakasih sebesar-besarnya penulis haturkan.

Palembang, Juli 2025

Novalia Ramadhani

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
MOTTO	v
PERSEMBAHAN.....	vi
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
SURAT PERNYATAAN.....	xxi
ABSTRAK	xxi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Sistematika Penulisan	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Tinjauan Umum	7
2.2 Gelombang Seismik (<i>Seismic wave</i>).....	8
2.2.1 Gelombang Dalam (<i>Body Wave</i>).....	8
2.2.2 Gelombang Permukaan (<i>Surface Wave</i>)	9
2.3 Konsep Struktur Bangunan Tahan Gempa.....	11
2.3.1 Klasifikasi Situs (Jenis Tanah).....	11
2.3.2 Percepatan Puncak (PGA) pada Permukaan Tanah	12

2.3.3	Respon Spektral Percepatan SMS dan SM1 pada Permukaan Tanah.....	16
2.3.4	Parameter Respon Spektral Percepatan Desain	17
2.3.5	Penentuan Respon Spektral Desain	18
2.3.6	Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa.....	19
2.3.7	Kategori Desain Gempa (KDG)	21
2.3.8	Resiko Kegempaan	22
2.3.9	Gaya Geser Dasar Dinamik	23
2.3.10	Periode Fundamental Alami.....	24
2.3.11	Pembesaran Momen Torsi Tidak Terduga.....	25
2.3.12	Simpangan Antar Tingkat	26
2.3.13	Efek P-Delta dan <i>Soft Storey</i>	27
2.4	Stabilitas Struktur	29
2.5	Sistem Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.....	29
2.5.1	Kekuatan Perlu.....	30
2.5.2	Kekuatan Desain.....	31
2.6	Pembebanan Struktur.....	47
2.6.1	Beban Mati atau <i>Dead Load</i> (DL)	47
2.6.2	Beban Mati Tambahan atau <i>Super Imposed Dead Load</i> (SIDL)	47
2.6.3	Beban Hidup <i>Live Load</i> (LL).....	48
2.6.4	Beban Gempa.....	50
2.7	<i>Direct Displacement Based Design</i> (DDBD)	50
2.7.1	<i>Pushover Analysis</i> (Analisis Statik Non-Linear)	51
2.7.2	Tingkat Kinerja (<i>Performance Level</i>).....	52

BAB III METODE PENELITIAN

3.1	Metode Penelitian	57
-----	-------------------------	----

3.1.1	Prosedur Penelitian	57
3.1.2	Metode Pelaksanaan	58

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1	Data Rencana Stuktur	61
4.2	Pembebanan Struktur.....	64
4.2.1	Beban Gravitasi.....	65
4.2.2	Beban Gempa.....	69
4.3	Sistem Struktur	70
4.3.1	Data Respon Spektra.....	70
4.4	Analisa Struktur Linear	72
4.4.1	Pembebanan Struktur.....	72
4.4.2	Penentuan Periode Fundamental Struktur (T)	73
4.4.3	Modal Respon Spektrum	75
4.4.4	Beban Geser Dasar Gempa	76
4.4.5	Simpangan (<i>Displacement</i>) Akibat Pengaruh Beban Gempa	78
4.4.6	Pemeriksaan <i>story drifts</i>	78
4.4.7	Distribusi Gaya Gempa.....	81
4.4.8	Stabilitas Guling	82
4.4.9	Pengaruh P-Delta	83
4.4.10	Ketidakteraturan struktur vertikal (irregularitas vertikal)	85
4.4.11	Ketidakteraturan Struktur horizontal (irregularitas horizontal)	92
4.5	Kombinasi Beban	95
4.6	Perancangan Komponen Struktur SRPMK	96
4.6.1	Komponen Struktur Lentur (Balok).....	96
4.6.2	Komponen struktur lentur aksial (Kolom).....	110
4.6.3	Komponen struktur Pelat	129

4.7	Analisa Struktur Non-Linear	135
4.7.1	Permodelan Sendi Plastis.....	136
4.7.2	Distribusi Sendi Plastis	137
4.7.3	Level Kinerja FEMA 440	140
4.7.4	Pembahasan	144

BAB V PENUTUP

5.1	Kesimpulan.....	148
5.2	Saran	148

DAFTAR PUSTAKA.....	150
----------------------------	------------

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Gelombang dalam Tipe Primer.....	9
Gambar 2.2	Gelombang dalam Tipe Sekunder	9
Gambar 2.3	Gelombang Seismik dalam <i>Seismograph</i>	10
Gambar 2.4	Gelombang Permukaan Tipe <i>Love</i>	10
Gambar 2.5	Gelombang Permukaan Tipe <i>Rayleigh</i>	11
Gambar 2.6	Peta Percepatan Puncak (PGA) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun	13
Gambar 2.7	Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik (S_S) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun.....	14
Gambar 2.8	Peta Respon Spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun	15
Gambar 2.9	Spektrum Respons Desain.....	19
Gambar 2.10	Faktor Pembesaran Torsi (A_x).....	26
Gambar 2.11	Penentuan Simpangan antar Tingkat	26
Gambar 2.12	Gaya Geser Rencana SRPMM	35
Gambar 2.13	Contoh Senggang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Batasan Maksimal Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal	39
Gambar 2.14	Gaya Geser Rencana SRPMK	40
Gambar 2.15	Contoh Penulangan Transversal pada Kolom.....	43
Gambar 2.16	Contoh penulangan transversal pada Kolom dengan Nilai $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	43
Gambar 2.17	Luas Efektif Hubungan Balok dan Kolom	44
Gambar 2.18	Konsep <i>Direct Displacement Based Design</i>	51

Gambar 2.19	Visual Tingkat Kinerja Struktur.....	53
Gambar 2.20	Perilaku Pasca Leleh Struktur	53
Gambar 3.1	<i>Flowchart</i> Prosedur Penelitian	58
Gambar 3.2	<i>Flowchart</i> Analisis Linear.....	59
Gambar 3.3	<i>Flowchart</i> Analisis Non-Linear.....	60
Gambar 4.1	Perspektif Struktur Bangunan Rencana.....	61
Gambar 4.2	Potongan A-A Struktur Bangunan Rencana	62
Gambar 4.3	Potongan B-B hingga E-E Struktur Bangunan Rencana	62
Gambar 4.4	Potongan F-F Struktur Bangunan Rencana	63
Gambar 4.5	Denah Balok Lantai 1-10 Bangunan Rencana.....	63
Gambar 4.6	Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 2	66
Gambar 4.7	Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 3-5	66
Gambar 4.8	Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 6-8	67
Gambar 4.9	Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 9	67
Gambar 4.10	Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 10	68
Gambar 4.11	Denah Pembebanan Dinding pada Struktur	69
Gambar 4.12	Kurva Respon Spektrum gempa rencana	73
Gambar 4.13	Mode 1 (Translasi arah x).....	75
Gambar 4.14	Mode 2 (Translasi arah y).....	76
Gambar 4.15	Mode 3 (Rotasi).....	76
Gambar 4.16	Grafik <i>Story Drift</i>	81
Gambar 4.17	Simpangan (δA) Arah X.....	93
Gambar 4.18	Simpangan (δB) Arah X.....	93

Gambar 4.19	Simpangan (δA) Arah Y	94
Gambar 4.20	Simpangan (δB) Arah Y	94
Gambar 4.21	Tulangan Perlu Balok 40x70	99
Gambar 4.22	Tulangan Perlu Balok 30x50	105
Gambar 4.23	Detail Kolom K1	111
Gambar 4.24	Diagram Interaksi Kolom K1 arah x	113
Gambar 4.25	Diagram Interaksi Kolom K1 arah y	114
Gambar 4.26	Detail Kolom K2	117
Gambar 4.27	Diagram Interaksi Kolom K2 arah x	119
Gambar 4.28	Diagram Interaksi Kolom K2 arah y	120
Gambar 4.29	Detail Kolom K3	123
Gambar 4.30	Diagram Interaksi Kolom K3 arah x	125
Gambar 4.31	Diagram Interaksi Kolom K3 arah y	126
Gambar 4.32	Diagram Momen Plat Lantai 2 (Arah x).....	130
Gambar 4.33	Diagram Momen Plat Lantai 2 (Arah y).....	131
Gambar 4.34	Diagram Momen Dag. Atap (Arah x).....	133
Gambar 4.35	Diagram Momen Dag. Atap (Arah y).....	134
Gambar 4.36	Permodelan Sendi Plastis pada Balok	136
Gambar 4.37	Permodelan Sendi Plastis pada Kolom.....	136
Gambar 4.38	Sendi plastis step 6 pada kolom dan balok arah x	137
Gambar 4.39	Sendi plastis Step 10 pada kolom dan balok arah x	138
Gambar 4.40	Sendi plastis Step 6 pada kolom dan balok arah y	138

Gambar 4.41	Sendi plastis Step 12 pada kolom dan balok arah y	139
Gambar 4.42	Kurva analisis <i>pushover</i> pada arah x	141
Gambar 4.43	Kurva analisis <i>pushover</i> pada arah y	141
Gambar 4.44	Kurva perpindahan spectral arah x	142
Gambar 4.45	Kurva perpindahan spectral arah y	143

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Cakupan Pelayanan bagi ODGJ Kab/Kota Provinsi Kepulauan Riau Tahun 2021	2
Tabel 2.1	Klasifikasi situs	12
Tabel 2.2	Faktor Amplifikasi untuk PGA (F_{PGA}).....	16
Tabel 2.3	Koefisien Periode Pendek (F_a).....	17
Tabel 2.4	Koefisien Periode 1,0 detik (F_v)	17
Tabel 2.5	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa.....	19
Tabel 2.6	Faktor Keutamaan Gempa	21
Tabel 2.7	Kategori Dasin Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode Pendek (S_{Ds})	21
Tabel 2.8	Kategori Desain Gempa (KDG) Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 detik (S_{D1})	21
Tabel 2.9	Tingkat Resiko Kegempaan.....	22
Tabel 2.10	Faktor R, Ω_0 , dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik.....	22
Tabel 2.11	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung.....	24
Tabel 2.12	Nilai Parameter Periode Pendekatan (C_t dan α)	25
Tabel 2.13	Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_{tzin})	27
Tabel 2.14	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)	31
Tabel 2.15	Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial.....	31
Tabel 2.16	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk Seksi Akhir dari Prategang .	31
Tabel 2.17	Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen.....	33

Tabel 2.18	Beban Mati Tambahan atau <i>Super Imposed Dead Load</i> (SIDL) ...	48
Tabel 2.19	Beban Hidup Merata dan Terpusat	48
Tabel 2.20	Kategori Tingkat Kinerja Berdasarkan FEMA	52
Tabel 4.1	Dimensi Kolom	64
Tabel 4.2	Dimensi Balok	64
Tabel 4.3	Rekap Beban Gravitasi	72
Tabel 4.4	Perioda Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi <i>Un-Crack</i>	74
Tabel 4.5	Perioda Ragam Getar dan Frekuensi dalam kondisi <i>Crack</i>	74
Tabel 4.6	Rasio Model Partisipasi Massa dalam Kondisi <i>Un-crack</i>	75
Tabel 4.7	Rangkuman Beban Mati dan Beban Hidup berdasarkan Pasal 7.7.2 SNI 1726-2019	77
Tabel 4.8	Base shear sebelum terkoreksi (<i>crack</i>)	77
Tabel 4.9	Base shear setelah terkoreksi (<i>crack</i>)	78
Tabel 4.10	Data Simpangan Lantai Akibat beban Lateral	78
Tabel 4.11	<i>Story Drifts</i> arah sumbu X	79
Tabel 4.12	<i>Story Drifts</i> arah sumbu Y	80
Tabel 4.13	Berat Struktur per lantai akibat Beban Mati, SIDL, Hidup	81
Tabel 4.14	Distribusi Gaya Gempa Perlantai Arah Sumbu-X	82
Tabel 4.15	Distribusi Gaya Gempa Perlantai Arah Sumbu-Y	82
Tabel 4.16	Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-X	84
Tabel 4.17	Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-Y	85
Tabel 4.18	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah X	86
Tabel 4.19	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah Y	87

Tabel 4.20	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah X.....	89
Tabel 4.21	Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah Y.....	90
Tabel 4.22	Pemeriksaan <i>story drift ratio</i> (pengecualian) arah X	91
Tabel 4.23	Pemeriksaan <i>story drift ratio</i> (pengecualian) arah Y.....	92
Tabel 4.24	Ketidakteraturan Struktur Horizontal	95
Tabel 4.25	Penampang Balok Induk 40x70.....	104
Tabel 4.26	Penampang Balok Anak 30x50	110
Tabel 4.27	Diagram Interaksi Kolom K1 Arah X	112
Tabel 4.28	Diagram Interaksi Kolom K1 Arah Y.....	113
Tabel 4.29	Diagram Interaksi Kolom K2 Arah X	119
Tabel 4.30	Diagram Interaksi Kolom K2 Arah Y.....	120
Tabel 4.31	Diagram Interaksi Kolom K3 Arah X	125
Tabel 4.32	Diagram Interaksi Kolom K3 Arah Y.....	126
Tabel 4.33	Distribusi Jumlah Sendi Plastis akibat beban Push-x.....	139
Tabel 4.34	Distribusi Jumlah Sendi Plastis akibat beban Push-y.....	140
Tabel 3.35	<i>Performance Point</i> Arah x.....	142
Tabel 3.36	<i>Performance Point</i> Arah y.....	143
Tabel 4.37	Data Simpangan pada Atap	144
Tabel 4.38	Analisa Komponen Struktur Lentur (Balok) 40x70	144
Tabel 4.39	Analisa Komponen Struktur Lentur (Balok) 30x50	145
Tabel 4.40	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K1	146
Tabel 4.41	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K2.	146

Tabel 4.42	Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K3	147
Tabel 4.43	Analisa Komponen Struktur Plat Lantai.....	147

SURAT PERNYATAAN

Yang bertanda tangan di bawah ini

Nama : Novalia Ramadhani
NPM : 21310017
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Rumah Sakit Jiwa
Menggunakan Analisis *Pushover* Berdasarkan
Displacement Coefficient Modification (FEMA 440)

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,



(Novalia Ramadhani)
NPM. 21310017

ABSTRAK

EVALUASI KINERJA STRUKTUR RUMAH SAKIT DENGAN MENGUNAKAN ANALISIS *PUSHOVER* BERDASARKAN *DISPLACEMENT COEFFICIENT MODIFICATION* (FEMA 440)

Novalia Ramadhani*, Sapta, Robi Sahbar**,**

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

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

Konsep terkini dalam perencanaan ataupun evaluasi struktur bangunan terhadap gempa menekankan pada kinerja, ketahanan, dan pemulihan cepat yang salah satunya adalah perencanaan berbasis kinerja yang dikenal sebagai *performance based earthquake engineering* (PBEE). Pada penelitian ini bertujuan untuk Melakukan desain struktur bangunan gedung rumah sakit jiwa terhadap beban gempa berdasarkan SNI 2847-2019 dan Menganalisis Tingkat kinerja struktur rumah sakit khusus jiwa setelah mengalami gempa rencana. Analisis dilakukan dengan menganalisis beban gravitasi, statik ekuivalen, respon spektrum, analisis struktur dengan ETABS, dan pemeriksaan struktur terhadap kekuatan, kekakuan dan stabilitas, serta mengevaluasi kinerja struktur, dimana analisis yang digunakan adalah analisis non-linear *pushover*, dan indentifikasi kinerja menggunakan metode *displacement coefficient modification* (FEMA 440). Komponen struktur yang telah di desain merupakan balok induk dengan ukuran 40x70 cm, balok anak dengan ukuran 30x50 cm dan kolom yang terbagi menjadi tiga yaitu ukuran 80x80 cm, 75x75 cm dan 70x70 cm. Tingkat kinerja struktur bangunan rumah sakit pada saat dikenakan perpindahan sebesar 0,59 m adalah melebihi *collapse prevention* (>CP)

Kata Kunci : PBEE, Tingkat Kinerja Struktur, analisis non-linear *pushover*, FEMA-440

ABSTRACT

PERFORMANCE EVALUATION OF PSYCHIATRIC HOSPITAL STRUCTURE USING PUSHOVER ANALYSIS BASED ON DISPLACEMENT COEFFICIENT MODIFICATION (FEMA 440)

Novalia Ramadhani*, Sapta, Robi Sahbar****

**) Alumna, Faculty of Engineering, Civil Engineering Major, IBA University*

****) Lecturer, Faculty of Engineering, Civil Engineering Major, IBA University*

The latest concept in the planning or evaluation of building structures for earthquakes emphasizes performance, resilience, and rapid recovery, one of which is performance-based planning known as Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE). This research aims to design the structural system of a psychiatric hospital building against seismic loads based on SNI 2847-2019 and analyze the performance level of the specialized psychiatric hospital structure after being subjected to the design earthquake. The analysis was conducted by evaluating gravity loads, equivalent static analysis, response spectrum analysis, structural analysis using ETABS, and examining the structure for strength, stiffness, and stability, as well as assessing structural performance. The analysis method employed was nonlinear pushover analysis, and performance identification was carried out using the Displacement Coefficient Modification method (FEMA 440). The structural components designed include main beams with dimensions of 40x70 cm, secondary beams with dimensions of 30x50 cm, and columns divided into three sizes: 80x80 cm, 75x75 cm, and 70x70 cm. The performance level of the psychiatric hospital building structure when subjected to a displacement of 0.59 m exceeds the Collapse Prevention (>CP) limit.

Keywords: PBEE, Structural Performance Level, Nonlinear Pushover Analysis, FEMA-440.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Berdasarkan UU No.36 Tahun 2009, kesehatan merupakan keadaan tubuh yang sehat, baik secara fisik, mental, spiritual, maupun sosial yang menjadikan setiap individu memiliki kesempatan untuk hidup secara produktif dan ekonomis. Namun, Tingkat deteksi dini pada penyakit fisik relatif mudah dideteksi dengan sarana kedokteran yang mendukung dan modern sedangkan penyakit mental yang timbul akibat adanya gangguan jiwa seseorang lebih sulit dideteksi oleh peralatan modern.

Gangguan jiwa merupakan kondisi medis yang ditandai dengan gangguan signifikan pada pikiran, emosi, dan perilaku seseorang, yang secara klinis dapat terwujud dalam bentuk gangguan persepsi realitas, disregulasi emosi, atau penurunan kemampuan kognitif. Secara patofisiologis, kondisi ini seringkali berkaitan dengan disregulasi neurotransmitter di sistem saraf pusat, faktor genetik, maupun trauma psikologis yang kompleks. Manifestasi klinisnya bervariasi mulai dari gangguan kecemasan dan mood hingga psikosis berat, dimana pasien dapat menunjukkan perilaku yang berpotensi membahayakan diri sendiri maupun lingkungan sekitarnya.

Berdasarkan data riset kesehatan dasar (Riskesdas) tahun 2018, angka prevalensi rumah tangga dengan anggota rumah tangga (ART) gangguan jiwa skizofrenia/psikosis adalah sebesar 6,7 permil. Angka ini menunjukkan bahwa per 1.000 rumah tangga terdapat 6,7 rumah tangga yang memiliki ART yang mengidap gangguan jiwa psikosis/skizofrenia. Berdasarkan data survey Kesehatan Indonesia tahun 2023, proporsi rumah tangga yang memiliki ART dengan gangguan jiwa psikosis/skizofrenia yang pernah dipasung sebesar 6,6%, proporsi rumah tangga yang memiliki ART dengan gangguan jiwa psikosis/skizofrenia yang berobat 1 bulan terakhir dan berobat rutin 1 bulan terakhir di fasilitas Kesehatan sebesar 55,9% (Kementrian Kesehatan, 2023).

Profil Kesehatan Provinsi Kepulauan Riau pada tahun 2021 menyatakan bahwa provinsi Kepulauan Riau belum memiliki rumah sakit jiwa dan tidak setiap kabupaten/kota memiliki rumah sakit yang dilengkapi poli pelayanan jiwa. Pada Tabel 1.1 dapat dilihat cakupan pelayanan bagi ODGJ menurut kabupaten/kota provinsi Kepulauan Riau Tahun 2021.

Tabel 1.1 Cakupan Pelayanan bagi ODGJ Kab/Kota Provinsi Kepulauan Riau Tahun 2021

No	Kabupaten/Kota	Sasaran ODGJ Berat	Mendapatkan Pelayanan Kesehatan	
			Jumlah	%
1	Karimun	231	214	92,6
2	Bintan	144	142	98,6
3	Natuna	74	94	127,0
4	Lingga	93	160	172,0
5	Kep. Anambas	37	35	94,6
6	Batam	1.100	748	68,0
7	Tanjung Pinang	334	306	91,6
Total		2.013	1.699	84,4

Sumber : Profil Kesehatan kab/kota provinsi Kepulauan Riau, 2021

Dari tabel 1.1 diketahui bahwa dari total keseluruhan 2.013 sasaran ODGJ berat hanya 84,4% yang mendapatkan pelayanan Kesehatan. Cakupan terendah berada di kota Batam, dengan angka sasaran yang cukup tinggi yaitu 1.100 kasus ODGJ, hanya sebanyak 784 orang yang dapat diberikan layanan Kesehatan. Hal ini dikarenakan Pelayanan belum cukup untuk dapat menampung sasaran ODGJ tersebut. Pembangunan rumah sakit jiwa di Batam merupakan kebutuhan yang semakin mendesak seiring dengan banyaknya penderita ODGJ yang tidak mendapat pelayanan Kesehatan (Riau, 2021).

Saat ini, Nongsa di wilayah Kabupaten Batam belum memiliki fasilitas rumah sakit jiwa yang memadai, sehingga pasien dengan gangguan mental berat harus dirujuk ke rumah sakit jiwa di luar daerah seperti Pekanbaru atau Jakarta. Hal ini tentu menimbulkan beban ekonomi dan psikologis bagi keluarga pasien, serta menghambat penanganan kasus yang membutuhkan tindakan cepat. Dengan adanya rumah sakit jiwa di Nongsa, akses masyarakat terhadap layanan kesehatan mental akan semakin terbuka, mulai dari konsultasi psikiatri, terapi, hingga perawatan intensif bagi pasien dengan gangguan jiwa berat

Dari segi geologis, Kecamatan Nongsa di Kabupaten Batam termasuk wilayah dengan tingkat kerentanan gempa yang tergolong rendah dibandingkan banyak daerah lain di Indonesia. Kawasan ini terletak di Paparan Sunda yang stabil secara tektonik dan cukup jauh dari zona subduksi aktif maupun sesar besar penyebab gempa. Berbeda dengan wilayah barat Sumatra yang sering mengalami gempa kuat akibat tumbukan lempeng, Nongsa hanya berpotensi mengalami getaran minor dari gempa-gempa besar yang terjadi di daerah lain, itupun dengan intensitas yang sudah sangat melemah saat sampai ke Batam.

Meskipun termasuk zona aman gempa, Nongsa tetap memiliki potensi kecil mengalami guncangan seismik. Catatan sejarah menunjukkan bahwa Batam pernah merasakan dampak gempa-gempa besar dari wilayah lain, seperti saat gempa Aceh 2004 atau gempa Mentawai, meski hanya berupa riakan air laut kecil atau getaran ringan. Selain itu, aktivitas tektonik lokal di sekitar Kepulauan Riau kadang dapat memicu gempa mikro dengan magnitudo di bawah 4 skala Richter, yang umumnya tidak berbahaya tetapi bisa dirasakan oleh penduduk. Faktor ini menunjukkan bahwa meski risikonya minimal, kesiapsiagaan dasar terhadap gempa tetap perlu dimiliki.

Konsep terkini dalam perencanaan ataupun evaluasi struktur bangunan terhadap gempa menekankan pada kinerja, ketahanan, dan pemulihan cepat yang salah satunya adalah perencanaan berbasis kinerja yang dikenal sebagai *performance based earthquake engineering* (PBEE). Konsep dalam PBEE menggunakan metode analisis *pushover* yang mengevaluasi bangunan rencana ataupun existing dengan memberi beban lateral statik dan meningkatkan faktor pengali secara bertahap sampai target perpindahan lateral tercapai sehingga diketahui kinerja seismik dari bangunan tersebut.

Berdasarkan uraian diatas, maka penulis mengambil judul “Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Rumah Sakit Jiwa dengan Menggunakan Analisis *Pushover* berdasarkan *displacement coefficient modification* (FEMA 440)” dengan tujuan untuk merencanakan dan mengevaluasi kinerja struktur bangunan rumah sakit jiwa pada kecamatan Nongsa yang terletak di provinsi Kepulauan Riau

dengan analisis *pushover* dan ditinjau dengan menggunakan metode *displacement coefficient modification* (FEMA 440).

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan pada uraian latar belakang diatas, maka rumusan permasalahan dalam tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Bagaimana desain struktur bangunan gedung rumah sakit jiwa terhadap beban gempa berdasarkan SNI 2847-2019?
2. Bagaimanakah tingkat kinerja struktur rumah sakit jiwa setelah mengalami gempa rencana ?

1.3 Tujuan Penelitian

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

1. Melakukan desain struktur bangunan gedung rumah sakit jiwa terhadap beban gempa berdasarkan SNI 2847-2019
2. Menganalisis tingkat kinerja struktur rumah sakit jiwa setelah mengalami gempa rencana

1.4 Batasan Masalah

Perancangan dan evaluasi kinerja struktur merupakan hal yang kompleks agar pembahasan tidak menyimpang, maka penulis memberikan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Permodelan struktur gedung beton bertulang.
2. Bangunan rumah sakit jiwa dirancang tiga dimensi dengan 10 (sepuluh) lantai.
3. Perencanaan dan evaluasi kinerja struktur hanya dilakukan pada struktur atas.
4. Beban gempa rencana berdasarkan “peta *hazard* gempa Indonesia 2017” dengan probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun dengan klasifikasi tanah lunak.

5. Klasifikasi gedung beraturan, kategori resiko IV dengan faktor keutamaan, $I_e = 1.5$.
6. Analisa statik non-linear dengan metode “*pushover analysis*” dengan menggunakan program ETABS.
7. Perencanaan berbasis kinerja dengan menggunakan metode *displacement coefficient modification* (FEMA 440)” dengan menggunakan program ETABS.
8. Analisis *shearwall* dan beban angin tidak dihitung.
9. Dasar-dasar perhitungan menggunakan Standar Nasional Indonesia dan Standar lain yang berlaku sebagai berikut :
 - SNI 1727:2020, Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan Gedung dan struktur lain.
 - SNI 1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung.
 - SNI 2847:2019, persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
 - FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.

1.5 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan yang digunakan dalam penulisan tugas akhir ini terdiri dari 5 (lima) bab yang dideskripsikan sebagai berikut :

Bab I : Pendahuluan

Bab pendahuluan akan menguraikan pembahasan mengenai latar belakang, perumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

Bab II : Tinjauan Pustaka

Bab tinjauan Pustaka akan menguraikan teori yang mendasari penelitian yaitu meliputi pembahasan mengenai rumah sakit, pembebanan gempa pada struktur,

sistem struktur beton bertulang tahan gempa dan *performance based earthquake engineering* (PBEE).

Bab III : Metodologi Penelitian

Bab metodologi penelitian akan menguraikan metode penelitian dan data-data perencanaan yang digunakan untuk melakukan analisis linear dan analisis non-linear

Bab IV : Analisis dan Pembahasan

Bab Analisis dan pembahasan akan menganalisis beban gravitasi, statik ekuivalen, respon spektrum, analisis struktur dengan ETABS, dan pemeriksaan struktur terhadap kekuatan, kekakuan dan stabilitas, serta mengevaluasi kinerja struktur, dimana analisis yang digunakan adalah analisis non-linear *pushover*, dan indentifikasi kinerja menggunakan metode *displacement coefficient modification* (FEMA 440).

Bab V : Kesimpulan dan Saran

Bab Kesimpulan dan saran membahas mengenai kesimpulan dari hasil analisis dan saran untuk penelitian berikutnya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Rumah sakit menurut peraturan Menteri kesehatan Republik Indonesia Nomor 3 Tahun 2020 merupakan institusi pelayanan kesehatan yang menyediakan pelayanan terhadap Kesehatan perorangan secara paripurna yang menyediakan pelayanan rawat inap, rawat jalan, dan gawat darurat. Berdasarkan jenis pelayanan yang diberikan, rumah sakit diklasifikasi menjadi 2 kategori, yaitu :

1. Rumah Sakit umum yang memberikan pelayanan kesehatan pada semua bidang dan jenis penyakit
2. Rumah sakit khusus yang memberikan pelayanan utama pada satu bidang atau satu jenis penyakit tertentu berdasarkan disiplin ilmu, golongan umur, organ, jenis penyakit, atau kekhususan yang lainnya.

Berdasarkan SNI 1726:2019 yang membahas mengenai tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung, rumah sakit termasuk dalam kategori resiko IV dan memiliki nilai faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1,50. Hal ini membuat rumah sakit harus didesain lebih teliti agar tetap berfungsi setelah adanya bencana. Menurut peraturan menteri kesehatan Nomor 40 Tahun 2022, struktur bangunan rumah sakit harus memenuhi standar sebagai berikut :

1. Struktur bangunan rumah sakit harus direncanakan dan dilaksanakan dengan teliti agar kokoh, kuat, dan stabil dalam menampung beban-beban yang bekerja dan memenuhi persyaratan keselamatan (*safety*), serta memenuhi persyaratan kelayanaan (*serviceability*) selama umur layanan yang direncanakan dengan mempertimbangkan fungsi bangunan rumah sakit, lokasi, keawetan, dan kemungkinan pelaksanaan konstruksinya.
2. Kemampuan dalam memikul beban-beban yang bekerja selama umur layanan struktur harus diperhitungkan secara teliti

3. Dalam perencanaan struktur bangunan rumah sakit terhadap pengaruh gempa harus berdasarkan pada perhitungan sesuai dengan yang tertuang pada SNI 1726:2012, tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung atau edisi yang terbaru.
4. Struktur bangunan rumah sakit harus direncanakan dengan daktail sehingga apabila terjadi keruntuhan, kondisi strukturnya masih dapat memungkinkan pengguna bangunan rumah sakit untuk menyelamatkan diri.
5. Renovasi atau perkuatan struktur harus dilaksanakan segera sesuai dengan hasil pemeriksaan keandalan bangunan rumah sakit, sehingga bangunan rumah sakit selalu memenuhi persyaratan keselamatan struktur.
6. Untuk memastikan keandalan struktur, pemeriksaan berkala wajib dilakukan oleh ahli yang bersertifikasi sesuai dengan pedoman teknis yang berlaku.
7. Mengenai hal perbaikan atau peningkatan kondisi struktur bangunan eksisting harus ada gambar perencanaan sebelumnya atau gambar *shop drawing* untuk dapat dipelajari dan diperhitungkan kembali kinerjanya.

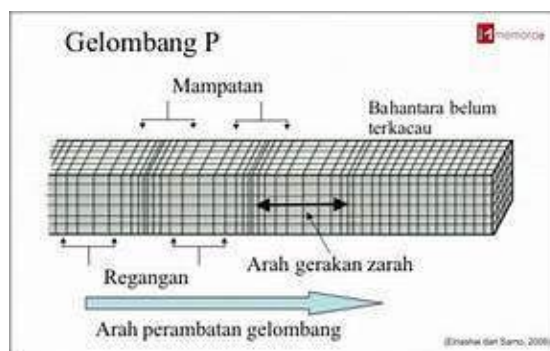
2.2 Gelombang Seismik (*Seismic Wave*)

Gelombang seismik merupakan gelombang yang merambat melalui bumi akibat pelepasan tiba-tiba tekanan, seperti dari gempa bumi, letusan gunung api, atau aktivitas peledakan. Gelombang seismik dapat diklasifikasikan ke dalam dua tipe, yaitu gelombang dalam (*body wave*) dan gelombang permukaan (*surface wave*). Gelombang dalam terjadi pada bagian dalam bumi (perut bumi), sedangkan gelombang permukaan terjadi pada permukaan bumi.

2.2.1 Gelombang Dalam (*Body Wave*)

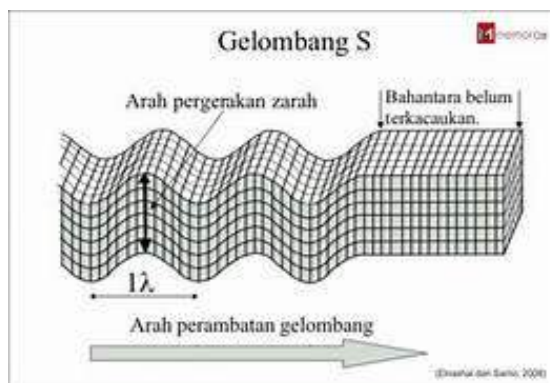
Gelombang dalam (*Body Wave*) terbagi menjadi dua jenis gelombang, yaitu gelombang primer dan gelombang sekunder. Gelombang primer bergerak seperti

gelombang suara di udara, secara bergantian mendorong dan menarik batuan. Gelombang primer dapat bergerak melewati batuan padat dan cair, sedangkan gelombang sekunder bergerak dengan melibatkan geser dan rotasi material saat melewatinya, tetapi tidak ada perubahan pada volume (Wijaya Usman, 2018). Gerakan partikel tegak lurus terhadap arah dimana gelombang bergeser. Gelombang sekunder lebih lambat dibandingkan dengan gelombang primer dan hanya bisa melewati batuan padat. Efek gelombang primer dan sekunder dapat dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Gambar 2.1 Gelombang dalam Tipe Primer

Sumber : memora.id



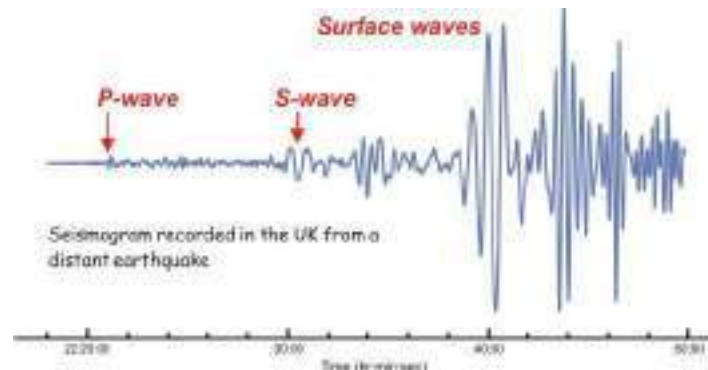
Gambar 2.2 Gelombang dalam Tipe Sekunder

Sumber : memora.id

2.2.2 Gelombang Permukaan (*Surface Wave*)

Gelombang permukaan terlihat seperti riak air akibat adanya perahu yang melintas di danau. Gerakan gelombangnya hanya terjadi pada permukaan air, dan pada kedalaman di bawah permukaan perpindahan gelombang menjadi semakin

kecil, namun getaran gelombang permukaan terasa lebih besar seperti yang tercatat pada *seismograph* di Gambar 2.3. gelombang permukaan terbagi menjadi 2 jenis, yaitu gelombang *Love* dan gelombang *Rayleigh*.

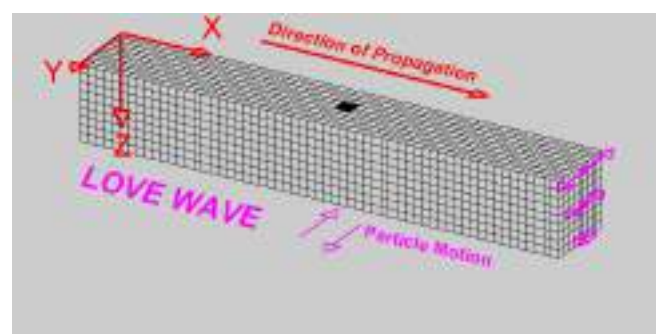


Gambar 2.3 Gelombang Seismik dalam *Seismograph*

Sumber : <http://www.bgs.ac.uk/>

1. Gelombang *Love*

Pada tahun 1911 gelombang *love* ditemukan oleh A.E.H Love yang merupakan seorang ahli matematika Inggris yang telah menciptakan model matematika gelombang. Gelombang *love* merambat dengan kecepatan rendah pada permukaan atas dan bawah lapisan tanah, namun masih lebih cepat dari gelombang Rayleigh. Gelombang *love* dapat merambat jika kecepatan gelombang sekunder meningkat dan lebih dulu mencapai puncak apabila dilihat dari *seismograph* (Wijaya Usman, 2018). Gelombang *love* paling banyak merusak bangunan di luar area episentrum. Pada Gambar 2.4 dapat dilihat gerakan Gelombang *love* secara horizontal.

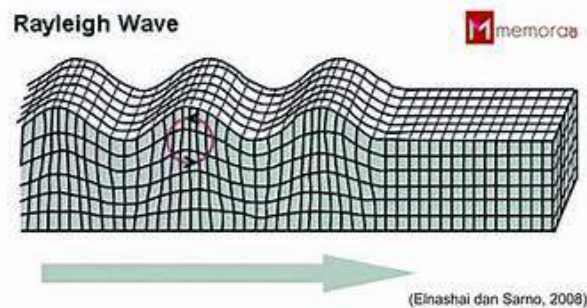


Gambar 2.4 Gelombang Permukaan Tipe *Love*

Sumber : <https://www.mtu.edu/geo/community/>

2. Gelombang Rayleigh

Pada tahun 1885 gelombang Rayleigh ditemukan oleh seorang fisikawan berkebangsaan Inggris Lord Rayleigh (John Willian Strutt). Gelombang Rayleigh merupakan salah satu jenis gelombang permukaan yang arah rambatnya bergerak secara tegak lurus terhadap rambat dan searah dengan permukaan dan kecepatannya lebih lambat jika di bandingkan dengan gelombang *body wave*. Berbeda dengan gelombang *love* yang hanya memiliki gerakan horizontal transversal (dari sisi ke sisi) dan tidak memiliki komponen vertikal, gelombang reyleigh memiliki Gulungan gelombang di sepanjang tanah seperti gulungan yang terlihat mirip seperti ombak di lautan, dikarenakan gelombang Rayleigh bergerak ke atas dan ke bawah, dan berdampingan ke arah yang sama dengan gelombang yang bergerak seperti yang terlihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Gelombang Permukaan Tipe Rayleigh

Sumber : memora.id

2.3 Konsep Struktur Bangunan Tahan Gempa

Gempa bumi menimbulkan gaya lateral pada struktur, dimana besarnya tergantung pada percepatan tanah, berat struktur, dan respon dari struktur. Struktur bangunan tahan gempa tidak dirancang untuk memiliki kekakuan yang tinggi. Namun, dirancang untuk memiliki sifat daktail yang mampu berdeformasi secara bertahap tanpa langsung hancur atau getas (*brittle*) saat gempa terjadi.

2.3.1 Klasifikasi Situs (Jenis Tanah)

Penentuan nilai percepatan maksimum dan respon spektra pada permukaan tanah dilokasi yang ditinjau perlu terlebih dahulu di klasifikasi jenis tanah. Hal ini

diperlukan karna klasifikasi tanah mempengaruhi amplitudo gelombang seismik. Klasifikasi situs dilakukan untuk lapisan dengan tebal 35 m sesuai dengan yang tertuang di dalam Tabel 2.1 yang didasarkan atas korelasi hasil penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium.

Tabel 2.1 Klasifikasi Situs

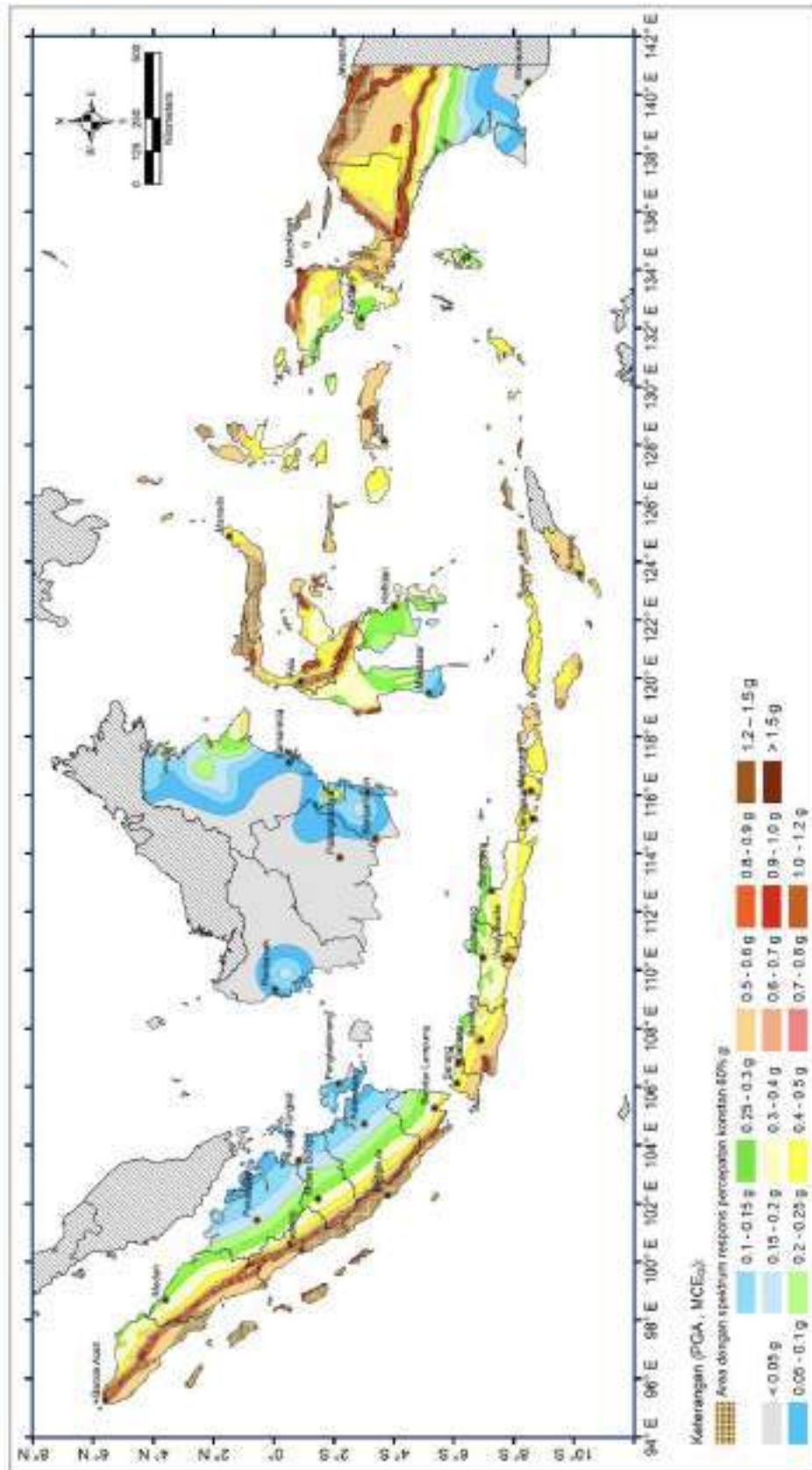
	Klasifikasi Situs	$\bar{V}_s$ (m/dt)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A	Batuan Keras (SA)	$\bar{V}_s \geq 1.500$	N/A	N/A
B	Batuan (SB)	$750 < \bar{V}_s \leq 1.500$	N/A	N/A
C	Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (SC)	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D	Tanah Sedang (SD)	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E	Tanah Lunak (SE)	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
		Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas (PI) > 20. 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase ($\bar{S}_u$) < 25 kPa		
F	Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan <i>Site Response Analysis (SF)</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 > 7,5 m dengan indeks plastisitas (PI) > 75 - Lapisan lempung lunak/setengah dengan ketebalan H > 35 M dengan ($\bar{S}_u$) < 50 kPa		

Keterangan : N/A = tidak dapat di pakai

Sumber : SNI 1726-2019 Pasal 5.3 Tabel 5

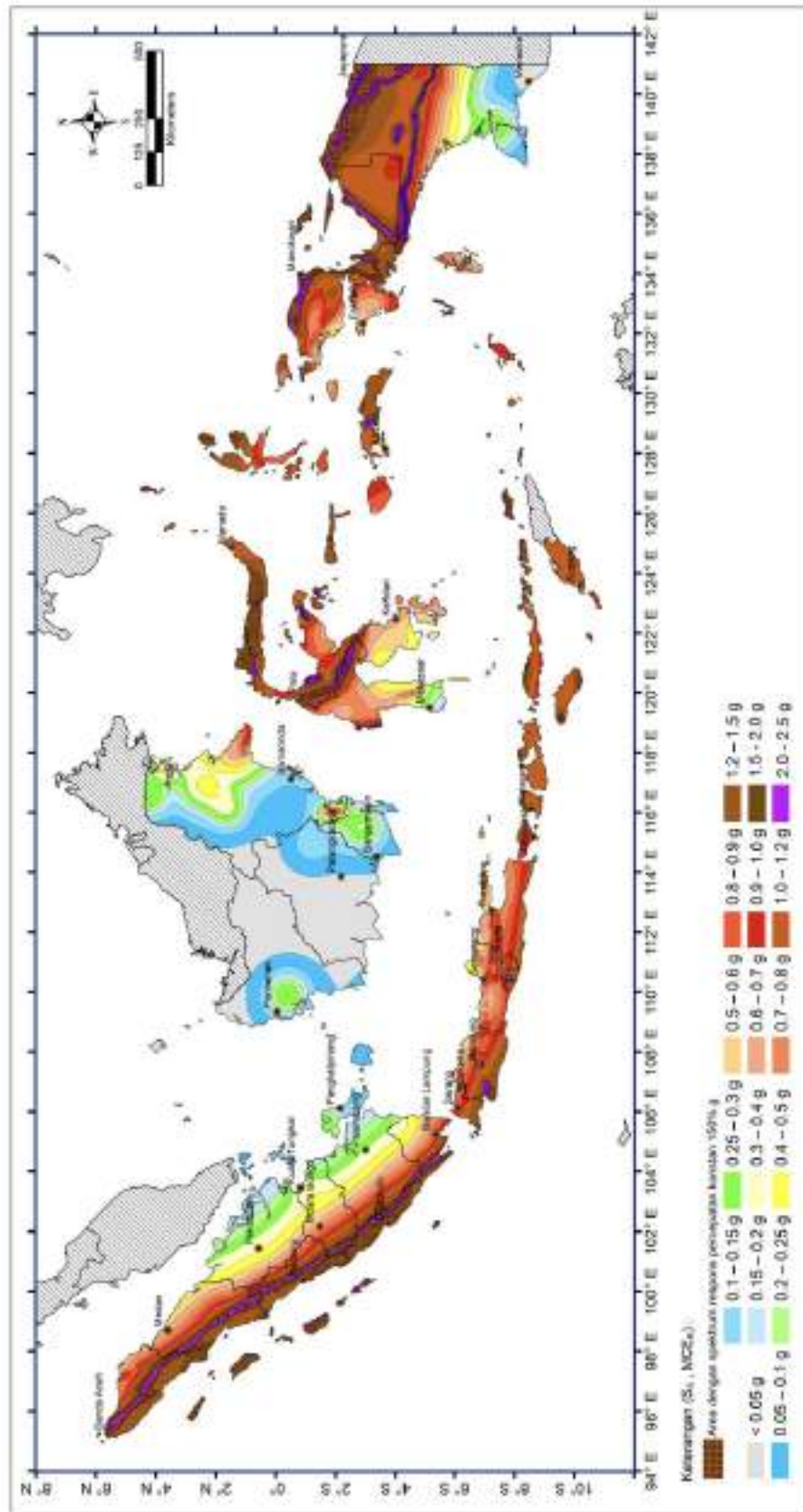
2.3.2 Percepatan Puncak (PGA) pada Permukaan Tanah

Percepatan puncak atau yang bisa di sebut dengan *peak ground acceleration* (PGA) merupakan ukuran percepatan tanah maksimum yang terjadi selama gempa bumi, yang diukur pada permukaan tanah. Besarnya Nilai Percepatan puncak pada permukaan tanah didapatkan dengan mengalikan faktor amplitudo untuk PGA (F_{PGA}) dengan Nilai PGA yang didapatkan dari gambar peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) yang dapat dilihat pada Gambar 2.6. Besarnya pada F_{PGA} didasarkan pada klasifikasi situs pada tabel 2.1 dan nilainya ditentukan sesuai pada Tabel 2.2.



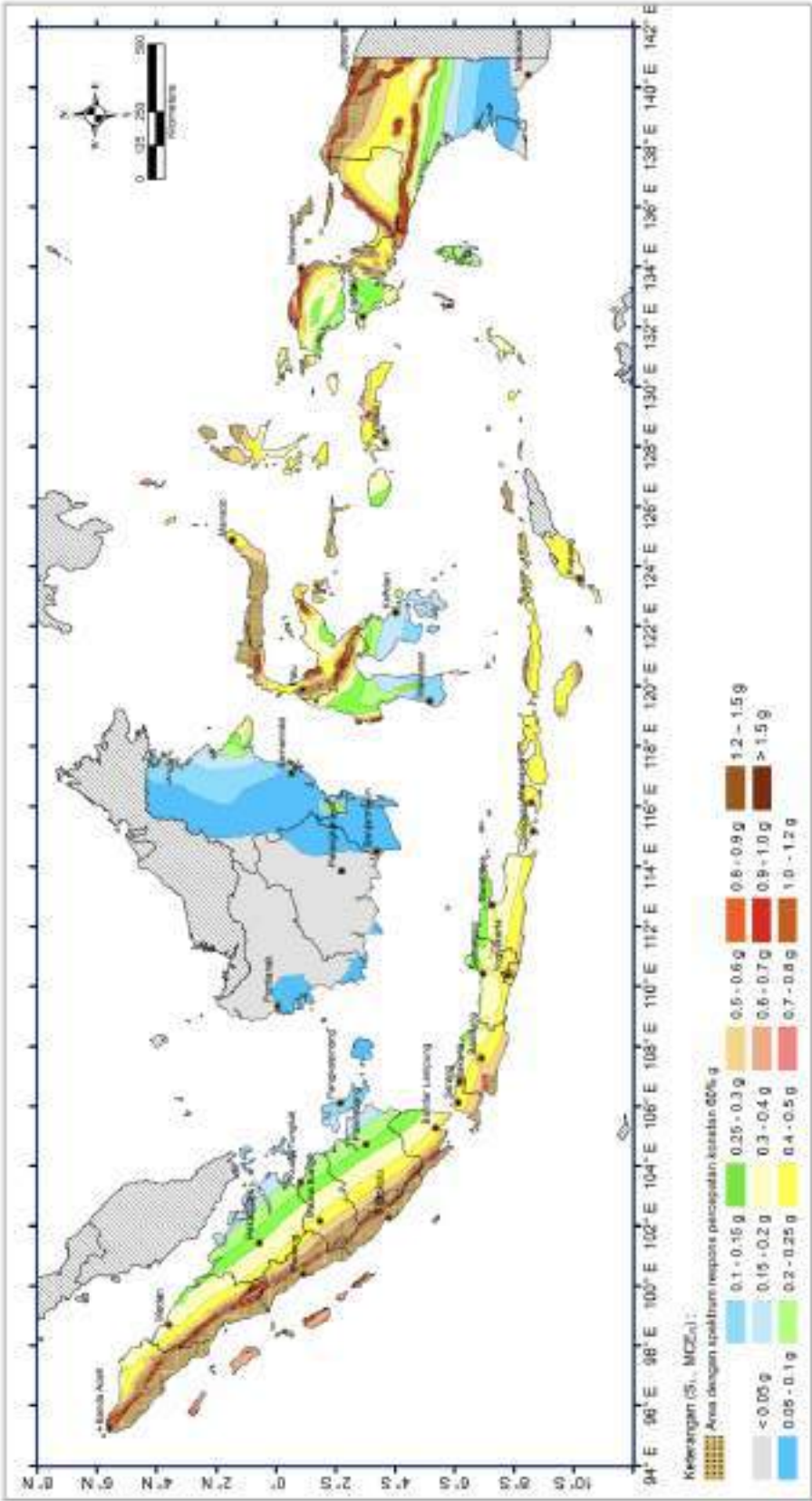
Gambar 2.6 Peta Percepatan Puncak (PGA) di Batuan Dasar (S_b) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun

Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesia 2017



Gambar 2.7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik (S_b) di Batuan Dasar (S_s) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun

Sumber : Peta *Hazard* Gempa Indonesia 2017



Gambar 2.8 Peta Respon Spektra Percepatan 1,0 detik (S₁) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 2% dalam 50 Tahun
Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesia 2017

Tabel 2.2 Faktor Amplifikasi untuk PGA (F_{PGA})

Klasifikasi situs	S_{PGA}				
	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA = 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber : SNI 1726-2019 Pasal 6.7.3 Tabel 10

Keterangan :

SS = Lokasi yang membutuhkan investigasi geoteknik dan analisis respon spesifik

Percepatan puncak pada permukaan tanah dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

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

Keterangan :

PGA_M = Nilai Percepatan puncak di permukaan tanah berdasarkan klasifikasi situs

F_{PGA} = Faktor amplifikasi untuk PGA

2.3.3 Respon Spektral Percepatan S_{MS} dan S_{M1} pada Permukaan Tanah

Respon spektral merupakan nilai yang menunjukkan respon maksimum dari *single degree of freedom* (SDOF) pada berbagai frekuensi alami atau periode alami yang diredam oleh getaran tanah. Penentuan respon spektral percepatan gempa pada permukaan tanah memerlukan faktor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi mencakup faktor amplifikasi mengenai percepatan pada getaran periode pendek (F_a), faktor amplifikasi mengenai percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respon spektral pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat dihitung dengan mengalikan Faktor amplifikasi F_a dan F_v dengan spektral percepatan untuk periode pendek (S_s) dan Periode 1,0 detik (S_1) pada batuan dasar sesuai seperti pada persamaan berikut :

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

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

Keterangan :

F_a = Koefisien perioda pendek dapat dilihat pada Tabel 2.3

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik dapat dilihat pada Tabel 2.4

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik dibatuan dasar (S_B) lihat Gambar 2.7

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1,0 detik dibatuan dasar (S_B) lihat Gambar 2.8

Tabel 2.3 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 2.4 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

2.3.4 Parameter Respon Spektral Percepatan Desain

Parameter respon percepatan gempa pada periode pendek (S_{DS}), dan pada periode 1,0 detik (S_{D1}), dapat di tentukan dengan persamaan sebagai berikut:

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

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

2.3.5 Penentuan Respon Spektral Desain

Apabila Respon spectral desain diperlukan oleh prosedur Gerak tanah dari spesifik situs yang tidak digunakan, maka kurva spektrum respon desain harus meninjau Gambar 2.4 dan mengikuti persyaratan dibawah ini.

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

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

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

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

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

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

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

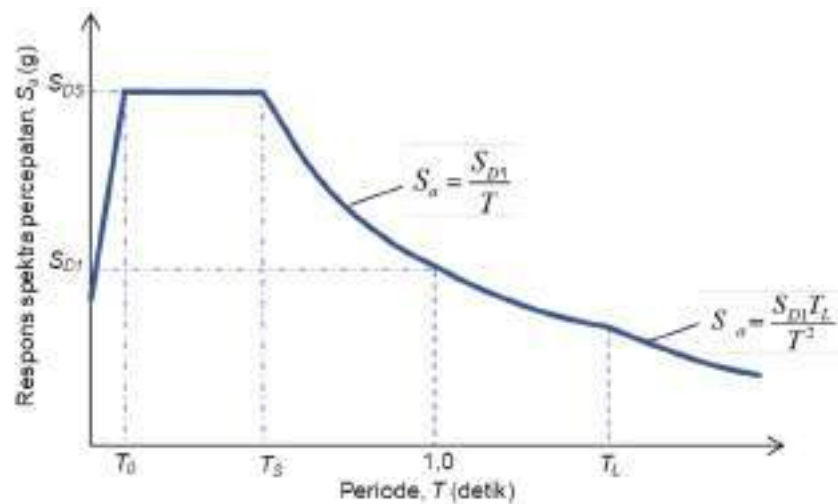
Keterangan :

- 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_s = Periode Panjang dapat dilihat pada Gambar 2.9

Dimana Nilai pada T_0 dan T_s sapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

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

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



Gambar 2.9 Spektrum Respons Desain

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 6.4

2.3.6 Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko struktur bangunan terdiri dari kategori I, II, III, dan IV yang dapat di lihat dari Tabel 2.5 dan faktor keutamaan gempa yang dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.5 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
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/ <i>deparment store</i> • Bangunan industry • Fasilitas manufaktur • Pabrik	II

Tabel 2.5 (Lanjutan) Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
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, tetapi tidak dibatasi untuk : • pusat pembangkit Listrik biasa • fasilitas penanganan air • fasilitas penanganan limbah • pusat telekomunikasi gedung dan non gedung yang tidak 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
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	IV

Tabel 2.5 (Lanjutan) Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
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	

Sumber : SNI 2726-2019, Pasal 4.1.2 Tabel 3

Tabel 2.6 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

2.3.7 Kategori Desain Gempa (KDG)

Kategori desain gempa (KDG) ditentukan berdasarkan Tabel 2.7 dan Tabel 2.8. Nilai yang paling berat diantara keduanya menentukan kategori desain gempa (KDG).

Tabel 2.7 Kategori Desain 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 2.8 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

2.3.8 Resiko Kegempaan

Berdasarkan SNI 1726-201X tingkat resiko gempa ditentukan oleh KGD seperti pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Tingkat Resiko Kegempaan

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

Sumber : Konsep SNI Gempa 1726-201X

Berdasarkan Tingkat resiko kegempaan pada Tabel 2.9, sistem struktur rangka pemikul momen yang berkaitan dengan parameter sistem struktur (R , Ω_0 , dan C_d) dapat ditentukan dari Tabel 2.10.

Tabel 2.10 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 baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
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 diizinkan 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.

2.3.9 Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismic (V), dalam arah yang ditentukan harus diperhitungkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$V = C_S \cdot W \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.11)}$$

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

Nilai C_S mengikuti ketentuan sebagai berikut

- Untuk $T \leq T_L$

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

- Untuk $T > T_L$

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

- Untuk $S_1 \geq 0,6 g$

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

- Nilai minimum C_S

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

Keterangan :

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

2.3.10 Periode Fundamental Alami

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.8.2 periode fundamental struktur (T) harus dihitung menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul. T tidak boleh melewati hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u), dari Tabel 2.11 dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan sesuai 0.

Tabel 2.11 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 pada SNI 1726-2019, periode fundamental pendekatan (T_a) dalam satuan detik harus di perhitungkan dengan persamaan berikut

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.17)}$$

Batasan atas perioda struktur :

$$T < C_u \times T_a \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.18)}$$

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 2.12 Nilai parameter periode pendekatan (C_t dan x)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismic 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 :

$$T_a = 0,1 \times N \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.19)}$$

Keterangan :

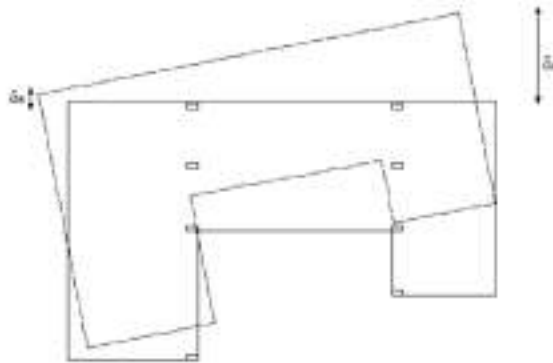
N = Jumlah Tingkat

2.3.11 Pembesaran Momen Torsi Tidak Terduga

Berdasarkan pasal 7.8.4.3 SNI 1726-2019 struktur yang di desain untuk KDG C, D, E, atau F apabila terjadi ketidak beraturan torsi tipe 1a atau 1b, maka harus diperhitungkan dengan mengalikan momen dan faktor pembesaran torsi (A_x) seperti pada Gambar 2.9 dan persamaan berikut.

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

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

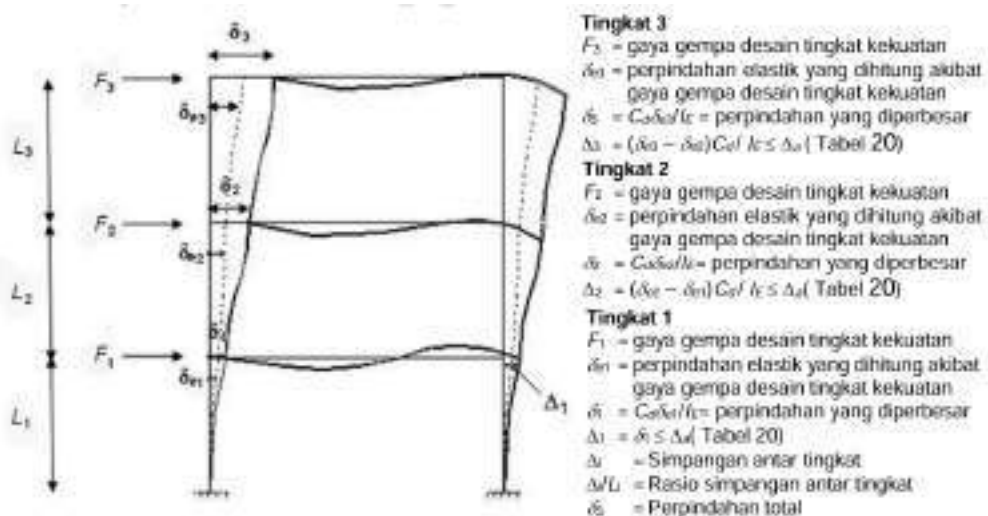


Gambar 2.10 Faktor Pembesaran Torsi (A_x)

Sumber : SNI 1727-2019, Pasal 7.8.4.3

2.3.12 Simpangan Antar Tingkat

Berdasarkan pasal 7.8.6 pada SNI 1726-2019 penentuan simpangan antar Tingkat (Δ) harus diperhitungkan sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan dibawah Tingkat yang dapat dilihat pada Gambar 2.11, Apabila pusat massa tidak selurus dalam arah Z, maka di izinkan untuk menghitung simpangan di dasar Tingkat berdasarkan proyeksi vertical dari pusat massa Tingkat yang ada di atasnya.



Gambar 2.11 Penentuan Simpangan antar Tingkat

Sumber : SNI 1726-2019, Pasal 7.8.6

Simpangan antar Tingkat tidak boleh melewati simpangan antar tingkat izin (Δ_{izin}) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13 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 2.11 didapatkan persamaan sebagai berikut

Rasio simpangan :

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

Defleksi pusat massa tingkat:

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

Keterangan :

C_d = Faktor pembesar defleksi

δ_{xe} = Lendutan hasil analisis struktur kondisi elastis

I_e = Faktor keutamaan bangunan

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah Tingkat X

h = Tinggi tingkat

2.3.13 Efek P-Delta dan *Soft Storey*

Kekuatan struktur merupakan kemampuan suatu struktur bangunan dalam menahan berbagai jenis beban yang bekerja. Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terdapat konsep yang dinamakan mekanisme goyangan balok (*beam sway mekanisme*) dimana bagian yang rusak (sendi plastis) seharusnya terjadi di ujung-ujung balok dan bagian bawah kolom. Hal ini membuat kolom harus direncanakan lebih kuat dari balok (*Strong column weak beam*). Untuk pemeriksaan kekuatan

struktur dapat dilakukan dengan menghitung efek P-Delta dan mengecek *soft storey*.

1) Efek P-Delta

Pada setiap Tingkat dihitung dengan persamaan :

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

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 (column sway mechanism) merupakan pola keruntuhan lokal dimana kolom mengalami leleh sebelum balok. Kondisi ini disebabkan oleh ketidak beraturan vertical pada struktur, khususnya ketidakberaturan kekakuan yang dikenal sebagai “Tingkat lunak.” Berdasarkan SNI 1726-2019, Pasal 7.3.3.4 tingkat lunak vertikal di jelaskan sebagai berikut :

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

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

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

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

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

$$70\% \left(\frac{\delta_{1e}}{h_1} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{2e} - \delta_{1e})}{h_2} + \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} \right]. (\text{Persamaan 2.28})$$

2.4 Stabilitas Struktur

Stabilitas pada suatu struktur mencakup tiga aspek, yaitu stabilitas terhadap geser, penurunan fondasi, dan *overturning* (guling). Namun, dalam penelitian ini, analisis terfokus pada stabilitas guling saja. Hal ini dikarenakan pada struktur atas gedung bangunan, resiko ketidakstabilan yang paling kritis adalah *overturning* (guling) akibat beban lateral. Untuk meminimalisir efek *overturning* (geser) struktur atas mengandalkan penyeimbang yang berupa berat sendiri, sebagaimana yang telah diatur dalam persamaan berikut.

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

Keterangan :

M_{OT} = Jumlah gaya *overturning* akibat gaya lateral

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

2.5 Sistem Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa

Beton bertulang merupakan komposit antara beton dan baja dimana baja menjadi tulangan yang memberikan kekuatan tarik yang tidak dimiliki oleh beton

polos(Jack C. Mc Cormac, 2017). Kedua material tersebut sangat mempengaruhi Tingkat daktilitas struktur yang dihasilkan. Dalam SNI 2847-2019, analisis struktur pada struktur beton bertulang tahan gempa harus memenuhi persyaratan kekuatan yang dimana kekuatan pada Struktur dan komponen struktur yang didesain harus lebih kuat dari kekuatan yang diperlukan.

$$\textbf{KEKUATAN DESAIN} \geq \textbf{KEKUATAN PERLU}$$

$$\phi S_n \geq U$$

2.5.1 Kekuatan Perlu

Kekuatan perlu dinyatakan dalam momen-momen, gaya dalam yang berkaitan, dan beban-beban terfaktor yang merupakan beban yang ditentukan oleh tata cara umum pembebanan yang berlaku dan dikalikan dengan faktor-faktor beban yang sesuai. Berdasarkan SNI 2847-2019 kuat perlu diberi notasi (U) yang merupakan besaran beban dari hasil kombinasi sebagai berikut :

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

Keterangan :

D	=	Beban mati
L	=	Beban hidup
L _r	=	Beban atap
R	=	Beban hujan
W	=	Beban angin datang dan angin pergi
E	=	Beban gempa (E _x + E _y)
E _y	=	Beban gempa vertical (0,2.SDS.D)
E _x	=	Beban gempa horizontal

2.5.2 Kekuatan Desain

Berdasarkan pada SNI 2847-2019, kekuatan desain merupakan kekuatan yang berasal dari komponen struktur yang mengacu pada kuat nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ). Tujuan dari adanya faktor reduksi beban (ϕ) adalah untuk mengkalkulasikan probabilitas dari terjadinya penurunan kekuatan akibat adanya variasi pada kekuatan material saat terjadi pelaksanaan konstruksi, menutupi kekurangan ketelitian terhadap persamaan-persamaan desain. Nilai pada faktor reduksi beban (ϕ) dapat dilihat pada Tabel 2.14 dan 2.15.

Tabel 2.14 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 2.16
(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 2.15 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial

Regangan Tarik Netto (ε_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		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 2.16 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)
		ℓ_{tr} hingga ℓ_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

Untuk komponen struktur Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang disesain untuk menahan beban gempa rencana, nilai Faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Faktor reduksi untuk geser pada komponen struktur penahan beban gempa rencana yang nilai kuat gesernya lebih kecil dari pada gaya geser yang timbul sehubungan dengan peningkatan kuat lentur nominalnya ($\phi = 0,55$)
- Faktor reduksi untuk geser pada diafragma tidak boleh melebihi faktor reduksi minimum untuk geser yang digunakan pada komponen vertical dari sistem pemikul beban lateral
- Geser pada hubungan balok-kolom dan pada balok perangkai (*coupling beam*) yang diberi tulangan diagonal ($\phi = 0,80$)

Berdasarkan SNI 2847-2019 perencanaan struktur tahan gempa ditentukan berdasarkan Kategori desain Seismik (KDS) yang diperoleh dengan koordinat Lokasi bangunan tersebut dibangun.

- Sistem struktur rangka pemikul momen biasa (SRPMB) berlaku untuk rangka momen biasa yang dikenakan KDS B (resiko gempa rendah).
- Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) berlaku untuk rangka momen menengah yang dikenakan KDS C (resiko gempa menengah)
- Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) berlaku untuk rangka momen khusus yang dikenakan KDS F (resiko gempa tinggi)

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) tidak terdapat persyaratan khusus pada elemen balok, kolom, dan sambungan balok-kolom sebagaimana yang diwajibkan untuk sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) dan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Namun, perencanaan desainnya harus tetap mengikuti ketentuan yang tertuang didalam SNI 2847-2019. Berdasarkan

pasal 22.2.2 distribusi tegangan beton persegi ekuivalen dapat ditentukan dengan Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

f'_c (MPa)	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 \leq f'_c \leq 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 22.2.2 Tabel 22.2.2.4.3

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) memiliki persyaratan untuk penulangan atas dan bawah menerus serta persyaratan untuk kekuatan geser khusus dan pendetailan khusus untuk daerah kritis.

Kegagalan struktur pada saat terkena gempa pada umumnya diakibatkan oleh kegagalan geser pada balok ataupun kolom. Berdasarkan SNI 2847-2019 terdapat dua pilihan dalam menentukan gaya geser terfaktor guna untuk meminimalisir kegagalan terhadap geser saat terjadi gempa.

- 1) 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. Berdasarkan pasal 22.5.1 kekuatan geser satu arah nominal didapat dengan menambahkan kekuatan geser nominal beton dan tulangan geser ($V_n = V_c + V_s$)
- 2) Mendasarkan gaya geser ultimate (V_u) dari kombinasi beban termasuk beban gempa (E), yang harus dihitung dengan kombinasi ($U=1,2D+1,0L\pm 2,0E$).

Selain dari persyaratan diatas untuk lebih meminimalisir kegagalan geser agar tidak terjadi pada komponen struktur SNI 2847-2019 mensyaratkan pendetailan pada balok, kolom, dan pada hubungan balok dan kolom harus mengikuti ketentuan-ketentuan persyaratan pendetailan komponen struktur.

1) Persyaratan pendetailan balok

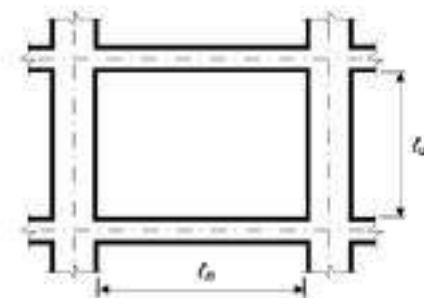
Balok yang memiliki tekan aksial terfaktor melebihi $0,1 A_g x f'_c$ Penulangan komponen SPRMM harus memenuhi detailing balok pada pasal 25.7.2.2 dan salah satu di antara pasal 25.7.2.3 atau 25.7.2.4.

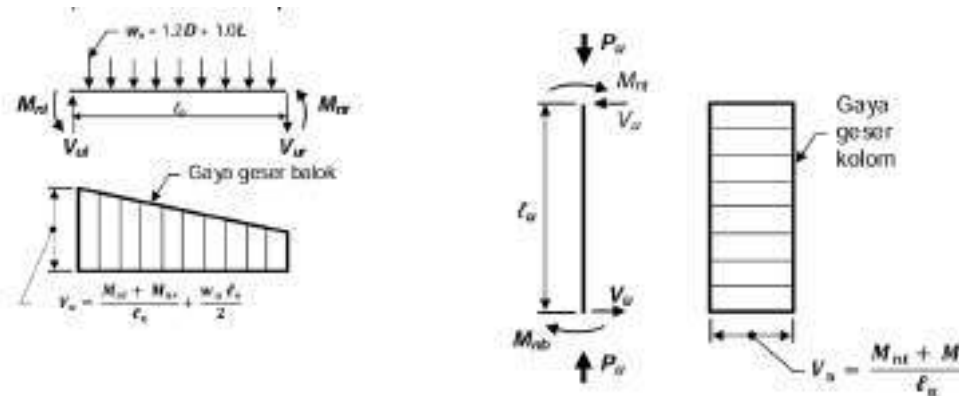
Penulangan Lentur

- 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 jarak dua kali tinggi komponen ($2h$) yang diukur dari muka perletakan ke arah Tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari 50 mm dari muka perletakan (kolom). Serta 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 2.12 Gaya Geser Rencana SRPMM

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 18.4.2

2) 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 :

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

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 :

- a) 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 Senggang ikat
 - Setengah dimensi penampang terkecil kolom, dan

- 300 mm
- b) Panjang pada Lo tidak boleh kurang dari nilai maksimal berikut :
 - 1/6 tinggi bersih kolom
 - Dimensi terbesar kolom, dan
 - 500 mm
- c) Senggang 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 Senggang pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2. So dan Tulangan Senggang pada titik pertemuan balok dan kolom harus memenuhi ketentuan tulangan geser minimum dengan persamaan berikut :

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

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) memiliki persyaratan pembatasan mutu baja tulangan, penulangan atas dan bawah menerus, mensyaratakan kekuatan geser pada joint, strong coloumn-weak beam (SCWB), menggunakan kekuatan maksimum yang terjadi, dan pendekatan area pengekangan pada daerah kritis (sendi plastis).

1) 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

- a) Gaya aksial terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 A_g x f'_c$

- b) Bentang bersih komponen struktur (L_n) tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya ($4d$), $\frac{L_n}{d} \geq 4$.
- c) Perbandingan antar lebar balok (b) dan tingginya (h) tidak boleh kurang dari 0,3 dan 250 mm, $\frac{b}{h} \geq 0,3$ dan 250 mm.
- d) 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, $250 \text{ mm} < b \leq c + 2\left(\frac{3}{4}h\right)$
- e) Persamaan keseimbangan gaya dan momen dapat di cari dengan persamaan berikut :

Apabila M_n diketahui :

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

Apabila A_s diketahui :

$$\alpha = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.33})$$

Menghitung momen desain :

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

Keterangan :

α = 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 (1) dan (2)

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

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2)$$

Rasio tulangan seimbang (ρ_b)

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.35})$$

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

- a) 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.
- b) Rasio tulangan (ρ) tidak boleh melebihi 0,025
- c) Sambungan lewatan pada tukangn lentur harus diberi tulangan pengikat yang berupa Sengkang tertutup atau spiral yang membungkus seluruh Panjang sambungan. Jarak antar pengikat ini tidak boleh melebihi seperempat tinggi efektif penampang ($d/4$) atau 100 mm. sambunga 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 akinat perpindahan lateral inelastic struktur rangka

Tulangan Transversal pada Pasal 18.6.4

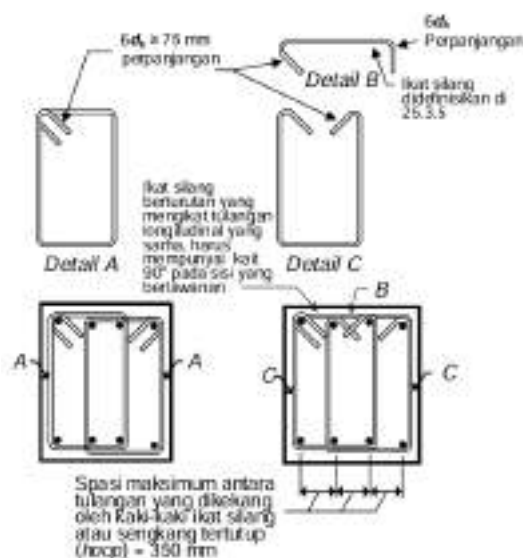
Tulangan transversal atau Sengkang tertutup merupakan tulangan pada kompenen lentur yang memiliki fungsi untuk mengekang beton agar terhindar dari spalling (pengelupasan) pada selimut beton pada saat terjadi gempa kuat yang menimbulkan gaya lateral pada struktur, terutama pada daerah sendi plastis. Berikut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

- a) Sengkang tertutup harus terpasang pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan kearah Tengah bentang, dikedua 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

- b) Senggang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar Senggang tertutup tidak boleh melebihi
- $d/4$
 - enam kali diameter terkecil btang tulangan lentur utama
 - 150 mm

Tulangan Transversal dapat dipasang sebagai tulang Tunggal atau bertumpuk, seperti yang terlihat pada Gambar (.). Tulang transversal juga harus diberikait gempa pada ujungnya seperti yang terlihat pada Gambar (.). pengikat silang merupakan kait pada sengkang yang memiliki bengkokan lebih dari atau sama dengan 135° (untuk Sengkang cincin dapat di ambil lebih dari atau sama dengan 90°) ditambah dengan perpanjangan $6d$.



Gambar 2.13 Contoh Sengkang Tertutup yang Dipasang Bertumpuk dan Batasan Maksimal Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal

Sumber : SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4

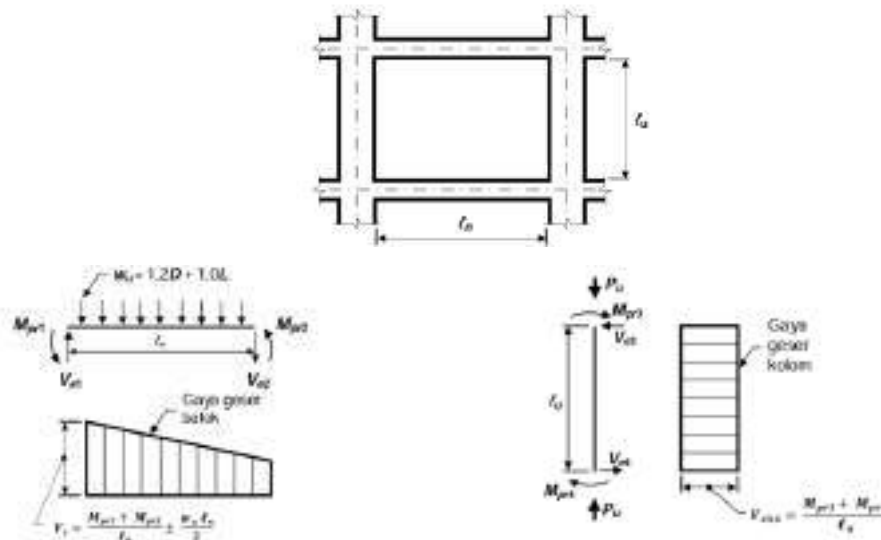
Persyaratan Kuat Geser

- 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 $1,25f_y$.
- Gaya geser dapat dicari dengan persamaan berikut :

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right) \frac{b \times d}{7} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.36})$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.37})$$

- 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 2.14 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 2.12 didasarkan atas persamaan berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u \times L}{2} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.38})$$

Keterangan :

V_e = Gaya geser ultimate balok akibat gempa

M_{pr1} = Kemungkinan momen diperletakan 1 akibat goyangan kekiri atau ke kanan

M_{pr1} = Kemungkinan momen diperletakan 2 akibat goyangan kekiri atau ke kanan

W_u = Beban terfaktor akibat gravitasi

L = Panjang bentang bersih balok

2) 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 :

- a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus dari titik pusat dan tidak kurang dari 300 mm
- b) 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.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.39)}$$

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 joint, 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 kekakuan kolom tersebut harus diabaikan dalam perhitungan kekuatan dan kekakuan struktur.

Tulangan Longitudinal pada Pasal 18.7.4

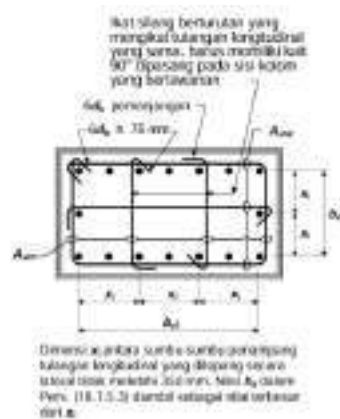
- a) Luas pada tulangan longitudinal (A_{st}) tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak melebihi $0,06 A_g$.
- b) Pada kolom-kolom dengan Sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 6.
- c) Sambungan las untuk menyambungkan tulangan lentur tidak boleh ditempatkan di 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 transversal harus sesuai dengan persyaratan berikut ini.

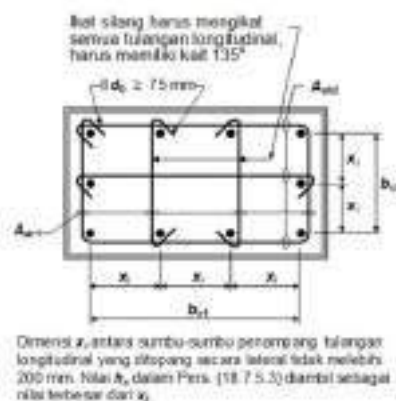
- a) Tulangan transversal harus terdiri dari spiral Tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), Sengkang pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang
- b) Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal
- c) Ikat silang dengan ukuran batang 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.

- d) Jika digunakan Sengkang pengekuat persegi maupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal
- e) Jarak antar tulangan longitudinal di sepanjang penampang kolom yang bertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekuat tidak boleh melewati 350 mm
- f) Ketika nilai $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$ pada kolom dengan Sengkang pengekuat, setiap batang disekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekuat, dan jarak antar tulangan tidak boleh melebihi 200 mm.



Gambar 2.15 Contoh Penulangan Transversal pada Kolom

Sumber : SNI 2847-2019, Pasal 18.7.5.2



Gambar 2.16 Contoh penulangan transversal pada Kolom dengan

Nilai $P_u > 0,3A_g f'_c$ 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

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b x d_x \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.40)}$$

Keterangan

- V_c = Gaya geser desain
- N_u = Gaya aksial
- d_x = Jarak dari tulangan

3) Perencanaan Hubungan Balok-Kolom pada SRPMK

Sambungan antara balok dan kolom merupakan salah satu komponen terpenting dalam sistem struktur rangka pemikul momen. Ketika struktur mengalami beban lateral akibat gempa, balok yang terhubung dengan kolom akan cenderung berotasi ke arah yang sama. Hal ini akan menimbulkan akumulasi gaya geser yang besar pada sambungan tersebut dan membuat hubungan balok dan kolom menjadi komponen paling kritis dalam merespons beban lateral.

Persyaratan Gaya dan Geometri

Pada perencanaan tulangan longitudinal di muka sambungan balok dan kolom, perhitungan gaya yang bekerja harus memperhitungkan tegangan dan kapasitas sambungan. Tegangan pada tulangan Tarik lentur diasumsikan sebesar 1,25 kali kuat leleh tulangan ($1,25f_y$). Asumsi ini berfungsi untuk mengantisipasi kemungkinan terjadinya peningkatan tegangan melebihi kuat leleh akibat efek regangan tinggi saat terjadi gempa. Selanjutnya, perhitungan kapasitas sambungan

yang menggunakan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,8. Faktor reduksi ini berfungsi untuk memberikan keamanan tambahan untuk ketidakpastian dalam perilaku sambungan selama pembebanan gempa. Berikut ini adalah persyaratan geometri untuk hubungan balok dan kolom SRPMK.

- a) Untuk beton normal, dimensi kolom pada hubungan balok dan kolom dalam arah paralel tulangan longitudinal; balok harus lebih besar dari atau sama dengan 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.
- b) Untuk beton ringan, dimensi minimumnya 26 kali diameter.

Tulangan Transversal

Tulangan transversal sebagai Sengkang tertutup harus dipasang tidak hanya pada daerah sendi plastis, tetapi juga harus di pasang diperpanjang hingga mencakup seluruh daerah sambungan balok dan kolom. Persyaratan ini berlaku untuk memastikan kekangan yang memadai terhadap beton inti pada daerah kritis. Apabila terdapat kondisi balok-balok dengan lebar minimal $\frac{3}{4}$ lebar kolom menyambung pada keempat sisi hubungan balok dan kolom, maka tulangan transversal cukup dipasang sebanyak $\frac{1}{2}$ dari jumlah yang dipasang pada sendi plastis kolom. Pemasangan tulangan transversal dimulai dari sisi terbawah balok yang menyambung ke hubungan tersebut. Jarak antar tulangan transversal untuk kondisi ini dapat diperbesar menjadi 150 mm.

Pada hubungan balok dan kolom dengan lebar balok lebih besar dari pada lebar kolom, tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom harus dipasang pada hubungan tersebut guna untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar inti kolom.

Gaya geser horizontal pada daerah hubungan balok dan kolom dapat dihitung dengan asumsi bahwa elemen lentur yang menyambung pada hubungan balok dan kolom tersebut telah mencapai kapasitasnya, dengan menetapkan gaya Tarik tulangan lentur balok sebesar $A_s \cdot 1,25 \cdot f_y$.

Kuat geser dapat diberikan hubungan balok dan kolom tergantung pada kondisi kekangan yang bekerja pada hubungan balok dan kolom. Nilai kuat geser hubungan balok dan kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut :

Hubungan balok dan kolom yang terkekang pada keempat sisinya :

$$V_{jnt} = 1,7\sqrt{f'_c A_{jnt}} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.41})$$

Hubungan balok dan kolom yang terkekang pada ketiga sisinya :

$$V_{jnt} = 1,25\sqrt{f'_c A_{jnt}} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.42})$$

Hubungan yang lain :

$$V_{jnt} = 1,0\sqrt{f'_c A_{jnt}} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.43})$$

Luas efektif (A_{jnt}), dapat dihitung dengan mengalikan lebar efektif joint dengan tinggi (h). luas efektif hubungan balok dan kolom dapat dilihat pada Gambar Gambar 2.16.



Gambar 2.17 Luas Efektif Hubungan Balok dan Kolom

Sumber : SNI 2847-2019, pasal 18.8.4

Perencanaan Geser untuk Balok

Panjang penyaluran tulangan Tarik untuk tulangan diameter 10 hingga diameter 36 yang ujungnya diberikan kaitan standar, panjang penyaluran (ℓ_{dh}) harus dihitung dengan persamaan berikut :

$$\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4\lambda\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.44})$$

Untuk beton normal :

$$\lambda = 0,75$$

Untuk beton ringan :

$$\lambda = 1,0$$

Untuk beton normal, Panjang penyaluran (ℓ_{dh}) yang dihitung tidak boleh kurang dari nilai maksimum antara $8d_b$ dan 150 mm , dan untuk beton ringan tidak boleh kurang dari nilai maksimum $10d_b$ dan 190 mm . Namun, untuk tulangan diameter 10 (D10) hingga diameter 36 (D36) Panjang penyaluran tulangan Tarik (ℓ_d) untuk tulangan lurus tidak boleh kurang dari :

- a) 2,5 kali Panjang penyaluran dengan kait (ℓ_{dh}), apabila tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm, dan
- b) 3,5 kali Panjang penyaluran dengan kait (ℓ_{dh}), apabila tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut melebihi 300 mm.

Tulangan lurus yang tidak menyambung pada joint harus melewati inti terkekang kolom atau komponen batas. Setiap bagian dari tulangan lurus ini yang tidak berada di dalam inti terkekang harus diperpanjang dengan faktor sebesar 1,6 kali.

2.6 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur merupakan prosedur dalam menentukan dan menginput berbagai jenis beban yang akan bekerja pada struktur yang di desain. Pada tugas akhir ini hanya akan di input empat beban yang bekerja pada struktur, yaitu beban mati, beban SIDL, beban hidup, dan beban gempa. Beban-beban tersebut akan di input dan dikalkulasikan dengan bantuan software ETABS.

2.6.1 Beban Mati atau *Dead Load* (DL)

Beban mati atau dead load merupakan keseluruhan beban yang bersifat permanen dan tidak dapat di pindahkan serta bekerja pada struktur di sepanjang umur bangunan. Beban mati bersifat konstan dan mencakup beban konstruksi struktur bangunan yang terpasang, seperti kolom, dag atap, balok, plat lantai dll.

2.6.2 Beban Mati Tambahan atau *Super Imposed Dead Load* (SIDL)

Beban SIDL atau beban mati tambahan merupakan beban yang bersifat tetap dan permanen pada struktur. Namun, berasal dari komponen non-struktural. beban SIDL ini contohnya seperti keramik, granit, penutup atap, instalasi mekanikal dan

elektrikal, plesteran, partisi ringan, dll. Beban mati tambahan atau *super imposed dead load* (SIDL) dapat dilihat pada tabel 2.17.

Tabel 2.18 Beban Mati Tambahan atau *super imposed dead load* (SIDL)

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

2.6.3 Beban Hidup atau *Live Load* (LL)

Beban hidup atau *live load* merupakan beban yang bersifat sementara dan bersifat dinamis selama penggunaan bangunan. contohnya seperti beban penghuni, peralatan kantor, meja belajar, dll. Berdasarkan SNI 1726-2020 pada pasal 4.3.1 terdapat nilai beban hidup pada bangunan yang dapat dilihat pada Tabel 2.18

Tabel 2.19 Beban hidup Merata dan Terpusat

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	2,4	8,9
Ruang Komputer	4,79	8,9
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	2,87	
Lobi	4,79	
Kursi dapat dipindahkan	4,79	
Panggung pertemuan	4,79	
Lantai podium	7,18	
	4,79	

Tabel 2.19 (Lanjutan) Beban hidup Merata dan Terpusat

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Tribun penonton stadion dan arena dengan kursi tetap (terikat di lantai)	2,87	
Ruang pertemuan lainnya	4,79	
Jalur untuk akses pemeliharaan koridor	1,92	1,33
Lantai pertama	4,79	
Ruang makan dan restoran	4,79	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Dudukan mesin elevator		
Pada area (50 x 50) mm		1,33
Konstruksi 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
Gedung perkantoran		
Ruang arsip dan computer harus di rancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	4,79	
Kantor	2,40	
Koridor di atas lantai pertama	3,83	
Lembaga hukum		
Blok sel	1,92	
Koridor	4,79	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, billiard, dan penggunaan sejenis	3,59	
ruang dansa dan <i>ballroom</i>	4,79	

Tabel 2.19 (Lanjutan) Beban hidup Merata dan Terpusat

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Atap		
Gymnasium	4,79	
Rumah Tinggal		
Semua ruangan kecuali tangga	0,96	
Ruang pribadi dan koridornya	1,92	
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

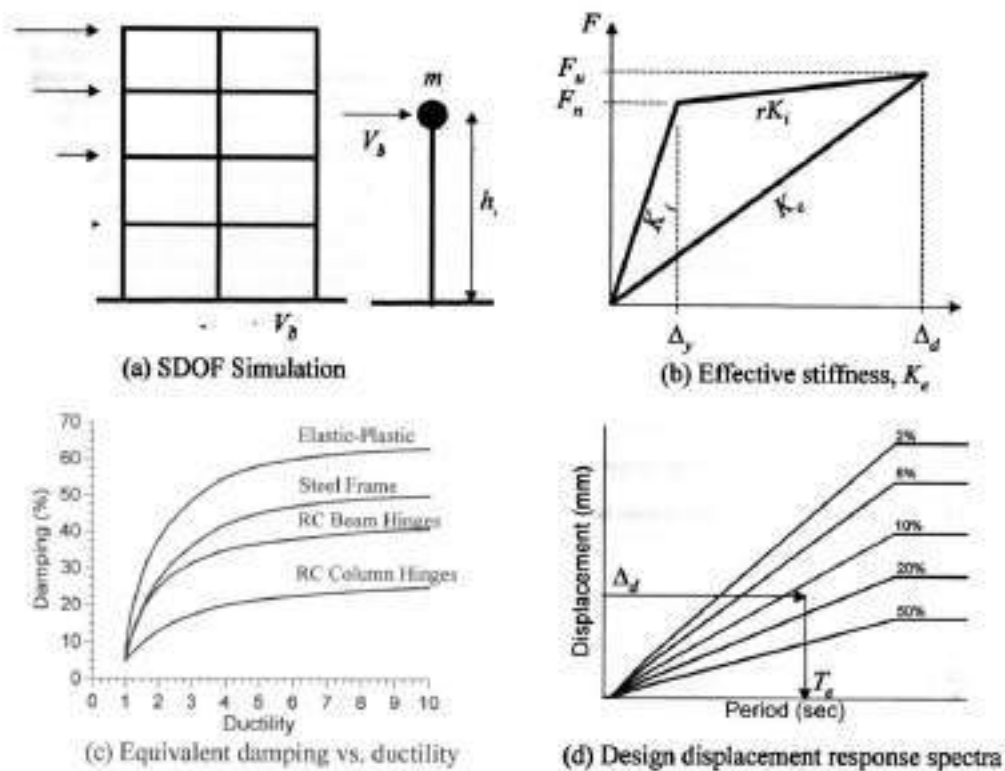
Sumber : SNI 1727-2020, Pasal 4.3.1 Tabel 4.3.1

2.6.4 Beban Gempa

Beban gempa atau *seismic load* merupakan beban yang bekerja pada struktur akibat dari adanya gerakan tanah selama terjadinya gempa bumi. Beban gempa ini banyak menyebabkan kerusakan pada struktur bangunan, maka dari itu beban gempa perlu diperhitungkan pada struktur guna untuk meningkatkan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas struktur terhadap gempa bumi.

2.7 *Direct Displacement Based Design (DDBD)*

Metode *Direct Displacement-Based Design* (DDBD) bertujuan untuk merancang suatu struktur yang mampu mencapai target perpindahan saat mengalami gempa kuat dan mengacu pada respons spektrum yang telah ditetapkan. Konsep ini pertama kali dikembangkan oleh Priestley et al. (2007). Metode *Direct Displacement-Based Design* (DDBD) dilakukan untuk mengatasi kelemahan-kelemahan dalam desain dengan metode desain berbasis gaya yang menekankan pada nilai displacement sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain. Perbedaan mendasar dari metode *Force Based Design* adalah DDBD diawali dengan struktur akan didesain sebagai satu derajat kebebasan (*Single Degree of Freedom/SDOF*) dengan representasi dari kinerja pada respon perpindahan puncak, bukan oleh karakteristik elastik awal. Konsep desain berbasis perpindahan *Direct Displacement Based Design* secara umum diilustrasikan pada Gambar 4.2



Gambar 2.18 Konsep *Direct Displacement Based Design*

Sumber : Priestly et.al 2007, halaman 64

2.7.1 *Pushover Analysis* (Analisis Statik Non-Linear)

Pushover Analysis atau yang bisa disebut dengan analisis statik non-linear merupakan analisis yang bertujuan untuk mengetahui pola keruntuhan pada struktur sesuai dengan konfigurasi tulangan yang ada, sehingga didapatkan bagian elemen struktur yang mencapai kondisi kritis ketika disimulasikan dengan gempa kuat. Pushover analysis diaplikasikan dengan memberikan beban pada titik pusat massa gedung pada tiap lantai, yang nilainya bertahap ditambahkan hingga terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, yang akan terus ditambahkan beban hingga elemen struktur mengalami perubahan bentuk pasca elastic yang besar hingga mencapai kondisi plastic. Pada tahapan pembebanan, besarnya gaya geser dasar (V) dan perpindahan titik atap (Δ_{roof}) akan di gambarkan pada kurva kapasitas yang selanjutnya menjadi dasar untuk mengevaluasi tingkat kinerja (*performance level*) berdasarkan kriteria yang ingin dicapai.

2.7.2 Tingkat Kinerja (*Performance Level*)

Tingkat kinerja (*Performance level*) merupakan kondisi yang menunjukkan kinerja struktur bangunan pada saat terjadi gempa kuat. Tingkat kinerja memiliki kriteria penerimaan yang berupa batasan-batasan yang harus terpenuhi oleh struktur secara global maupun lokal, sehingga struktur dapat dinilai sebagai struktur dengan Tingkat kinerja tertentu.

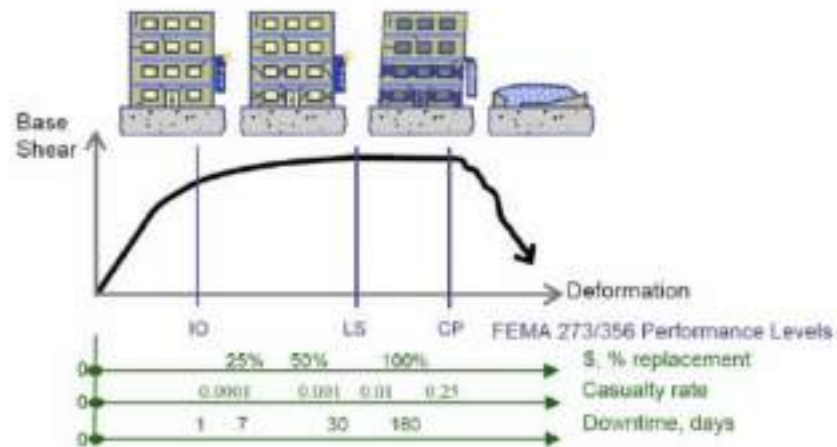
Tingkat kinerja struktur dapat ditentukan berdasarkan pada metode seperti *Spectrum Capacity Method* (ATC-40), *Displacement coefficient method* (FEMA 356), dan *Displacement coefficient modification* (FEMA 440). Berdasarkan FEMA 356, kondisi bangunan setelah gempa dan kategori bangunan pada tingkat kinerja struktur terbagi menjadi tiga bagian yang dapat dilihat pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20 Kategori Tingkat kinerja berdasarkan FEMA

Tipe	Tingkat Level Kinerja Struktur		
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	<i>Life Safety (LS)</i>	<i>Collapse Prevention (CP)</i>
	Ringan	Sedang	Parah
<i>Primary</i>	Retak halus di beberapa Lokasi, namun tidak ada keruntuhan yang terjadi	Kerusakan parah pada komponen struktur dengan pengelupasan kolom dan balok	Benyak retakan dan sendi plastis yang terjadi pada komponen struktur
<i>Secondary</i>	Pengelupasan selimut beton pada komponen struktur	Banyak retakan dan sendi plastis pada komponen struktur	Pengelupasan parah pada komponen struktur dan joint serta terdapat tulangan yang bengkok
<i>Drift</i>	1% sementara	2 % sementara	4% sementara
		1 % permanen	permanen

Sumber : FEMA 356

Berdasarkan FEMA 356 terdapat 3 rentang tingkat kinerja *Immediate Occupancy (IO)*, *Life Safety (LS)* dan *Collapse Prevention (CP)*. Gambar 2.19 dapat memperlihatkan mengenai rentang-rentang pada penjelasan di atas.

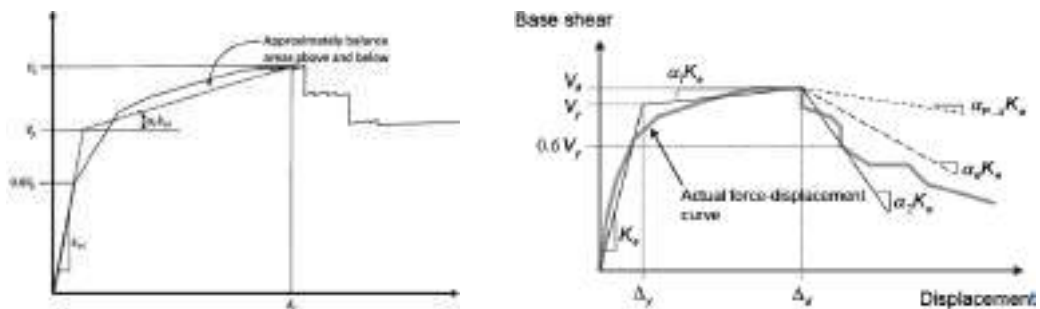


Gambar 2.17 Visual Tingkat Kinerja Struktur

Sumber : FEMA 356

1. *Displacement coefficient method* (FEMA 356)

Displacement coefficient method (FEMA 356) merupakan metode pendekatan yang ditentukan dengan memodifikasi respon elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga didapatkan nilai pada target perpindahan (δ_T) atau yang bisa disebut dengan perpindahan global maksimum (elastis dan inelastic). FEMA 440 merupakan versi perbaikan dari FEMA 356 dengan perubahan dalam penentuan faktor modifikasi C_1 dan C_2 . Parameter-parameter tersebut diperoleh dari idealisasi kurva kapasitas struktur atau kurva bilinear struktur. Pada Gambar 2.20 dapat dilihat pengambilan garis kurva bilinear pada kapasitas metode FEMA 356.



(a) Kemiringan pasca Leleh Positif

(b) Kemiringan pasca Leleh Negatif

Gambar 2.20 Perilaku Pasca Leleh Struktur

Sumber : FEMA 356

Displacement coefficient method diawali dengan penetapan waktu getar efektif (T_e) yang memperhitungkan kondisi elastis pada bangunan. Waktu getar efektif (T_e) dapat dihitung dengan persamaan :

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.45)}$$

Keterangan :

- T_e = Waktu getar efektif
- T_1 = Waktu getar elastis
- K_i = Kekakuan lateral elastis
- K_e = Kekakuan lateral efektif

Kekakuan lateral efektif ditentukan dari perilaku struktur dan sangat berpengaruh terhadap kurva bilinear dari kurva kapasitasnya. Kekakuan lateral efektif dihitung dengan persamaan :

$$K_e = \frac{0,6 \times V_y}{0,6 \times \Delta_y} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.46)}$$

Keterangan :

- V_y = Gaya geser dasar saat terjadi leleh
- Δ_y = Perpindahan (Displacement) saat terjadi leleh

Tahap selanjutnya adalah menghitung nilai target perpindahan (δ_T) dari modifikasi respon linear dari sistem *single degree of freedom* (SDOF) dengan beberapa faktor koefisien perpindahan. Target perpindahan (δ_T) dihitung dengan persamaan berikut:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.47)}$$

- Apabila $T_e \geq T_S$, maka digunakan persamaan :
 $C_1 = 1,0$
- Apabila $T_e < T_S$, maka digunakan persamaan :

$$C_1 = \frac{C_1 = \left[\frac{1,0 + (R-1) \times T_S}{T_e} \right]}{R} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.48)}$$

Nilai R dapat dihitung dengan persamaan :

$$R = \frac{S_a}{\frac{v_y}{w}} C_m \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.49)}$$

- Apabila struktur pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif, maka digunakan persamaan :

$$C_3 = 1$$

- Apabila struktur pada kondisi pasca leleh kekakuannya negative, maka digunakan persamaan :

$$C_3 = 1,0 + \frac{|a|(R-1)^{2/3}}{T_e} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.50)}$$

Keterangan :

- C_0 = Faktor modifikasi untuk mengubah perpindahan spectral menjadi perpindahan puncak
- C_1 = Faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan yang dihitung dengan persamaan
- C_2 = Faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum
- C_3 = Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat afek *P-Delta*
- C_m = Faktor massa efektif
- T_s = Waktu getar karakteristik
- R = Rasio kuat elastic perlu terhadap kuat leleh terhitung
- S_a = Akselerasi respon spektrum yang berhubungan dengan waktu getar alami efektif

2. Displacement coefficient modification (FEMA 440)

Displacement coefficient modification (FEMA 440) merupakan pengembangan dari *Displacement coefficient method* (FEMA 356). Sebagian besar perhitungan FEMA 440 dan FEMA 356 sama, yaitu menentukan nilai target

perpindahan (δ_T). Namun, pada FEMA 440 terdapat modifikasi dalam penentuan parameter C_1 dan C_2 . Perhitungan C_1 dan C_2 dapat dihitung dengan persamaan :

$$C_0 = \frac{\delta_{roof}}{s_a} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.51)}$$

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a \times T_e^2} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.52)}$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.53)}$$

Keterangan :

a = konstanta dengan nilai 130,90, dan 60 untuk situs kategori B, C, dan D

Catatan :

- a) Untuk waktu getar kurang dari 0,2 detik ($T_e < 0,2 \text{ detik}$), maka nilai C_1 pada 0,2 detik dapat digunakan. Untuk waktu getar lebih dari 1,0 detik ($T_e > 1,0 \text{ detik}$), maka nilai C_1 dianggap sebagai 1.
- b) Untuk waktu getar kurang dari 0,2 detik ($T_e < 0,2 \text{ detik}$), maka nilai C_2 pada 0,2 detik dapat digunakan. Untuk waktu getar lebih dari 1,0 detik ($T_e > 1,0 \text{ detik}$), maka nilai C_2 dianggap sebagai 1.

BAB III

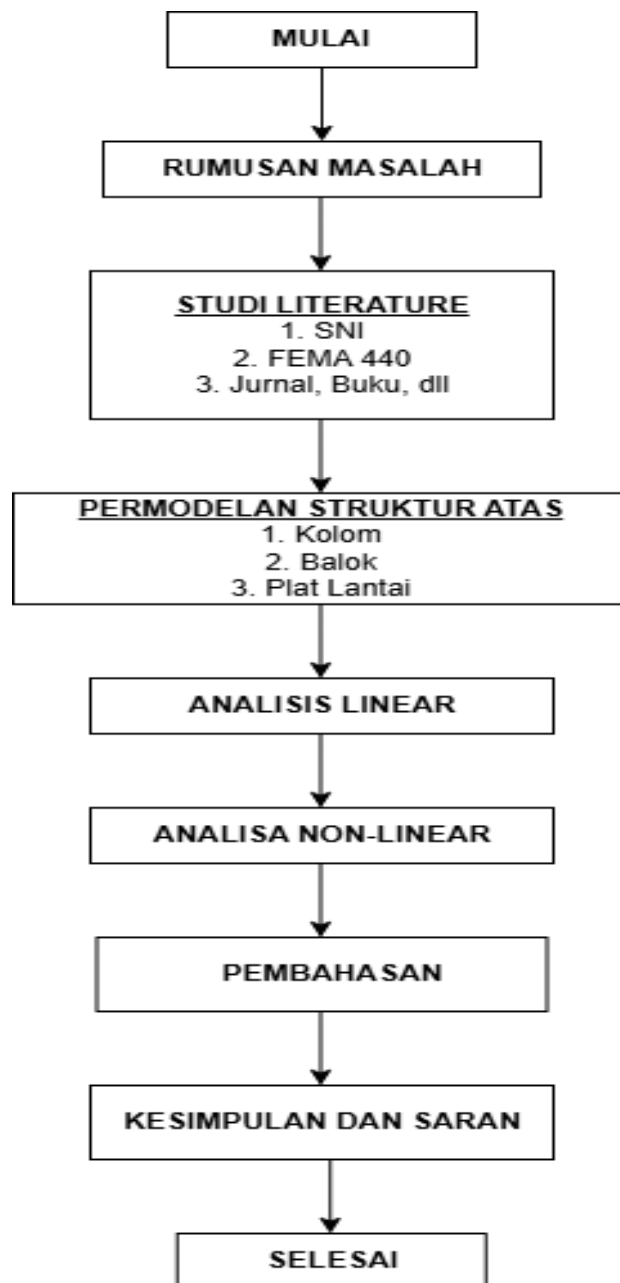
METODE PENELITIAN

3.1 Metode Penelitian

Metodologi penelitian berfungsi sebagai pendekatan ilmiah yang sistematis untuk memperoleh data guna mencapai tujuan dan manfaat tertentu. Dalam penelitian yang dilakukan pada tugas akhir ini, diunakan metode campuran (*mixed methods*) yang mengkombinasikan analisis kualitatif dan kuantitatif. Pendekatan ini bertujuan untuk saling melengkapi serta mengontrol validitas analisis linear dan non-linear sesuai dengan standar-standar yang berlaku terhadap perencanaan struktur dan evaluasi kinerja struktur. Analisis kualitatif dilaksanakan melalui kajian mendalam terhadap landasan teoritis dan regulasi teknis, terutama yang bersumber dari Standar Nasional Indonesia (SNI) dan literatur terkait seperti jurnal ilmiah, sehingga diperoleh data perencanaan yang valid. Sementara itu, analisis kuantitatif dilakukan melalui pengolahan data perencanaan struktur dengan analisis linear dan evaluasi kinerja struktur dengan analisis non-linear, guna memastikan bahwa desain yang direncanakan menunjukkan seberapa besar Tingkat layanan yang di capai . Dengan demikian, kombinasi kedua metode ini tidak hanya memperkuat validitas hasil penelitian, tetapi juga menjamin bahwa struktur yang dirancang memiliki daktilitas, sesuai yang tertera didalam Permenkes No. 40 tahun 2022 dalam menghadapi beban dinamis seperti gempa, sekaligus mematuhi regulasi teknis yang berlaku.

3.1.1 Prosedur Penelitian

Prosedur penelitian merupakan kerangka metodologis yang menguraikan tahapan-tahapan sistematis dalam pelaksanaan penelitian. Prosedur penelitian mencakup serangkaian langkah sistematis mulai dari perumusan masalah, pengumpulan data melalui pendekatan kuantitatif dan kualitatif, analisis data, Kesimpulan dan saran. Pada penelitian ini, prosedur penelitian yang digunakan penulis dapat dilihat pada Gambar 3.1.



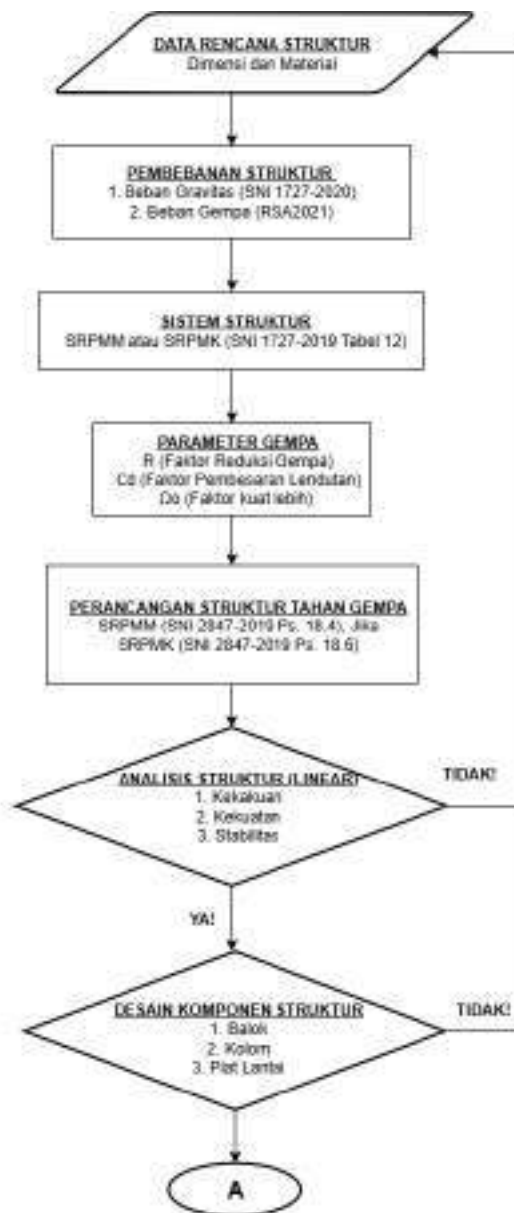
Gambar 3.1 Flowchart Prosedur Penelitian

Sumber : Penulis, 2025

3.1.2 Metode Pelaksanaan

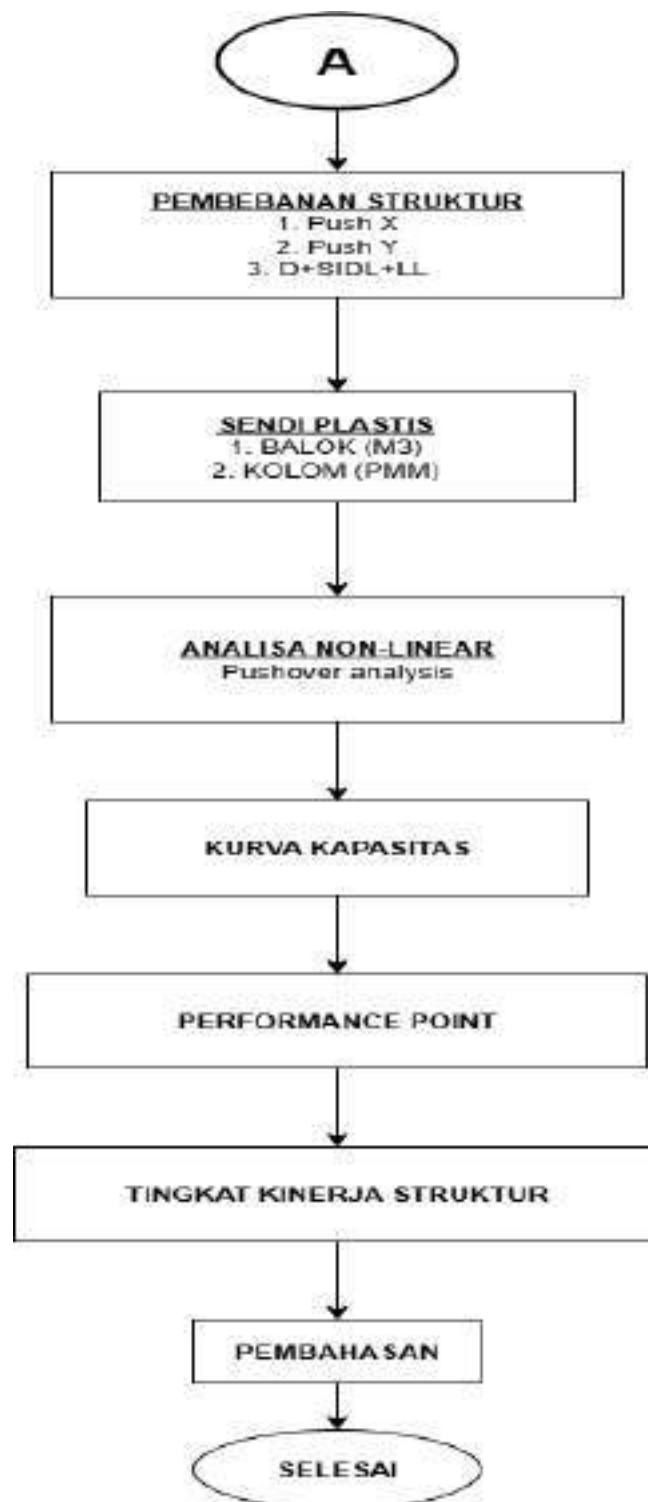
Metode pelaksanaan merupakan tahapan-tahapan sistematis yang peneliti lakukan selama melaksanakan penelitian guna untuk mencapai tujuan penelitian. Tahapan pelaksanaan dimulai dari data rencana struktur hingga selesai. Dengan

demikian, peneliti dapat memastikan validitas data yang diperoleh. *Flowchart* pelaksanaan dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.



Gambar 3.2 Flowchart Analisis Linear

Sumber : Penulis, 2025



Gambar 3.3 Flowchart Analisis Non- Linear

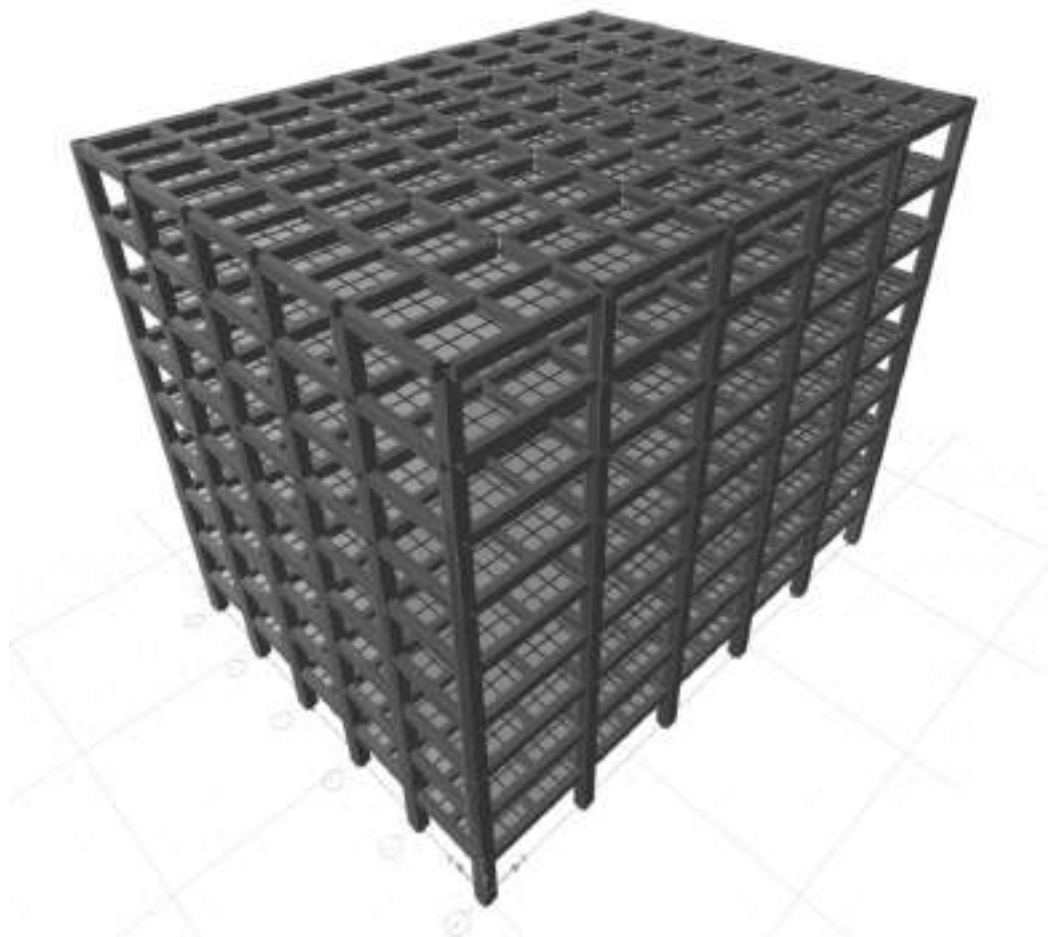
Sumber : Penulis, 2025

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

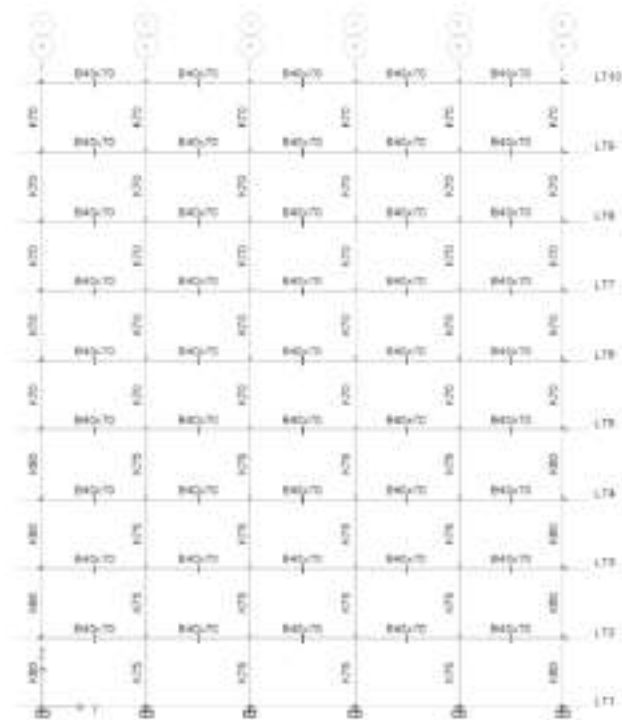
4.1 Data Rencana Struktur

Permodelan pada rumah sakit jiwa ini dirancang sebagai bangunan beton bertulang dengan ketinggian sepuluh lantai. Sistem perletakan struktur dimodelkan dengan tumpuan jepit-jepit untuk mensimulasikan kondisi kekangan pada ujung komponen struktur, tinggi antar lantai 4 meter terhitung dari lantai satu hingga lantai sepuluh. Perspektif struktur dan denah struktur bangunan rencana dapat dilihat pada gambar-gambar dibawah ini.

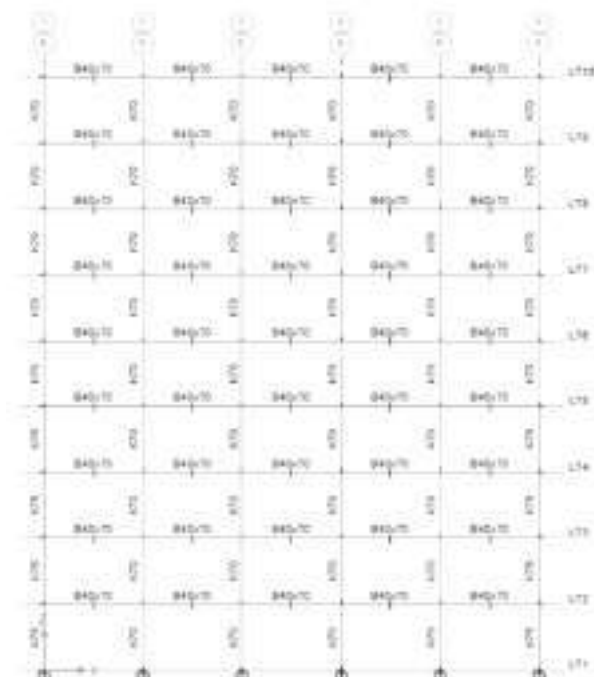


Gambar 4.1 Perspektif Struktur Bangunan Rencana

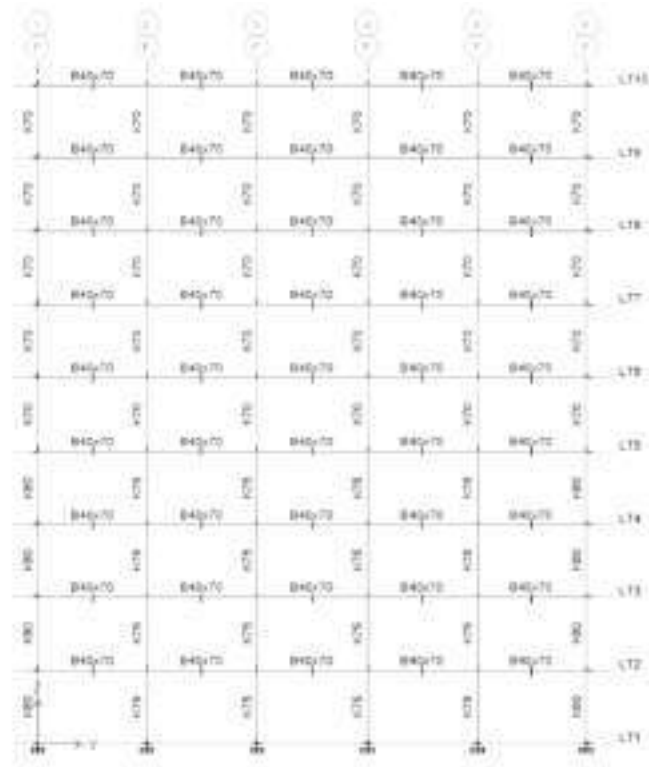
Sumber : Data Perancangan, 2025



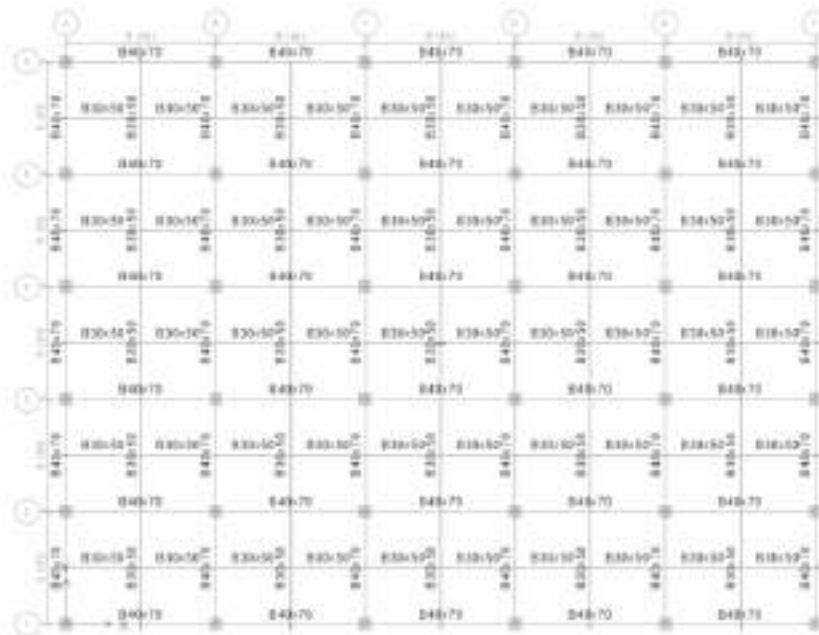
Gambar 4.2 Potongan A-A Struktur Bangunan Rencana
Sumber : Data Perancangan, 2025



Gambar 4.3 Potongan B-B hingga E-E Struktur Bangunan Rencana
Sumber : Data Perancangan, 2025



Gambar 4.4 Potongan F-F Struktur Bangunan Rencana
Sumber : Data Perancangan, 2025



Gambar 4.5 Denah Balok Lantai 1-10 Bangunan Rencana
Sumber : Data Perancangan, 2025

Material dan Dimensi Struktur

Mutu Beton

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

Kuat tekan beton dan modulus elastisitas

$$f_c' = 29.05 \text{ MPa}$$

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

Tegangan leleh baja tulangan dan modulus elastisitas

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

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

Tebal Plat Lantai = 130 mm

Tebal plat atap = 100 mm

Dimensi pada kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2

Tabel 4.1 Dimensi Kolom

Lokasi	Dimensi Kolom Tepi		Dimensi Kolom Tengah		Dimensi Kolom Sudut	
	b	h	b	h	b	H
Lantai 1 - 4	750	750	700	700	800	800
Lantai 5 - 10	700	700	700	700	700	700

Sumber : Data Perancangan, 2025

Tabel 4.2 Dimensi Balok

Tipe Balok	Dimensi Balok (mm)	
	b	H
Balok Induk	400	700
Balok Anak	300	500

Sumber : Data Perancangan, 2025

4.2 Pembebanan Stuktur

Dalam perancangan struktur terdapat pembebanan struktur yang terbagi menjadi beban gravitasi dan beban gempa. Struktur direncanakan untuk menahan beban gravitasi akibat dari berat dari komponen-komponen struktur tersebut beserta

beban tambahan dan beban hidup serta beban gempa yang terjadi saat munculnya gempa. Berdasarkan Tabel 2.17 dapat ditentukan beban mati tambahan atau *super imposed dead load* (SIDL) dan berdasarkan pada Tabel 2.18 mengenai beban hidup atau *live load*, maka dapat di rencanakan nilai beban hidup yang akan di input ke dalam permodelan struktur.

4.2.1 Beban Gravitasi

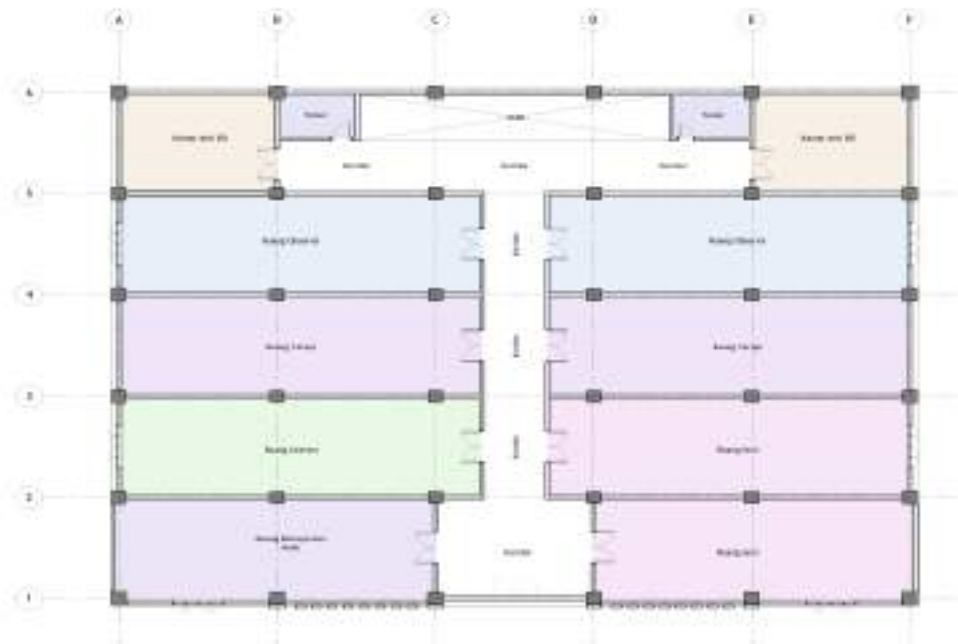
Beban gravitasi merupakan jenis beban struktur yang bekerja secara vertical ke bawah akibat pengaruh dari gravitasi bumi. Beban gravitasi mengakibatkan struktur menerima gaya tekan, lentur, dan geser. Pada rancangan rumah sakit jiwa beban gravitasi yang di input ke dalam software ETABS adalah sebagai berikut :

1. Beban Hidup Lantai:

Pada penelitian ini rancangan struktur bangunan rumah sakit dimodelkan dengan beban hidup lantai yang terdiri dari :

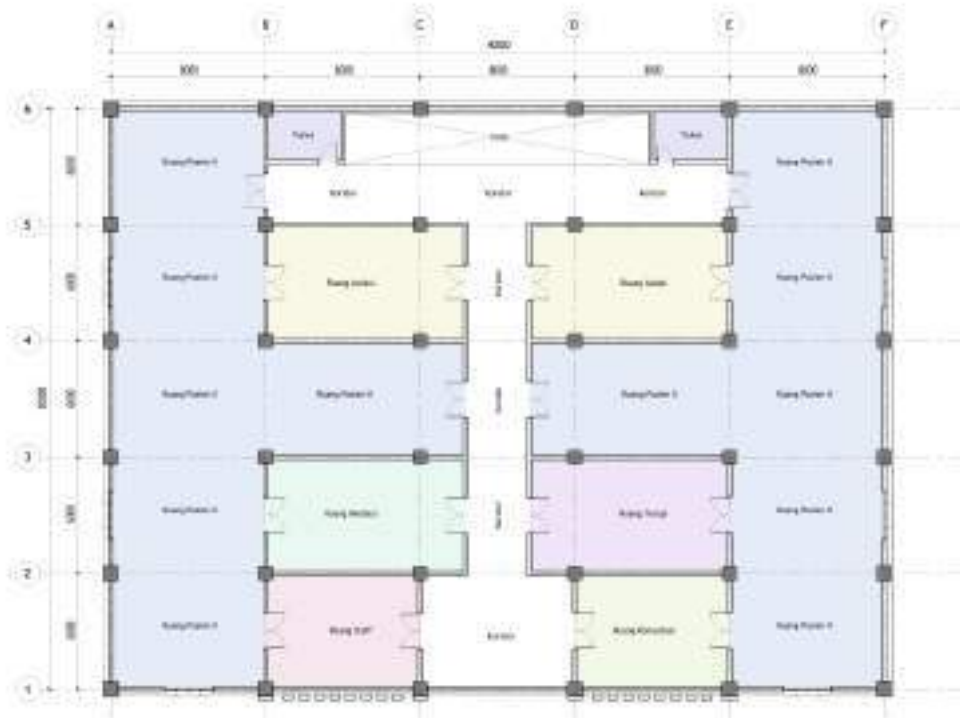
Ruang Dokter	=	1,92	kN/m ²
Ruang Staff	=	1,92	kN/m ²
Ruang Konsultasi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Observasi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Mediasi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Seni	=	1,92	kN/m ²
Ruang Literasi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Terapi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Pasien I	=	1,92	kN/m ²
Ruang Pasien II	=	1,92	kN/m ²
Ruang Pasien VIP	=	1,92	kN/m ²
Ruang Isolasi	=	1,92	kN/m ²
Ruang Remaja dan Anak	=	1,92	kN/m ²
Koridor	=	3,83	kN/m ²
Kamar Anti Bunuh Diri	=	1,92	kN/m ²

Berikut ini merupakan gambar-gambar denah pembebanan pada struktur pada lantai-lantai rumah sakit.



Gambar 4.6 Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 2

Sumber : Data Perancangan, 2025



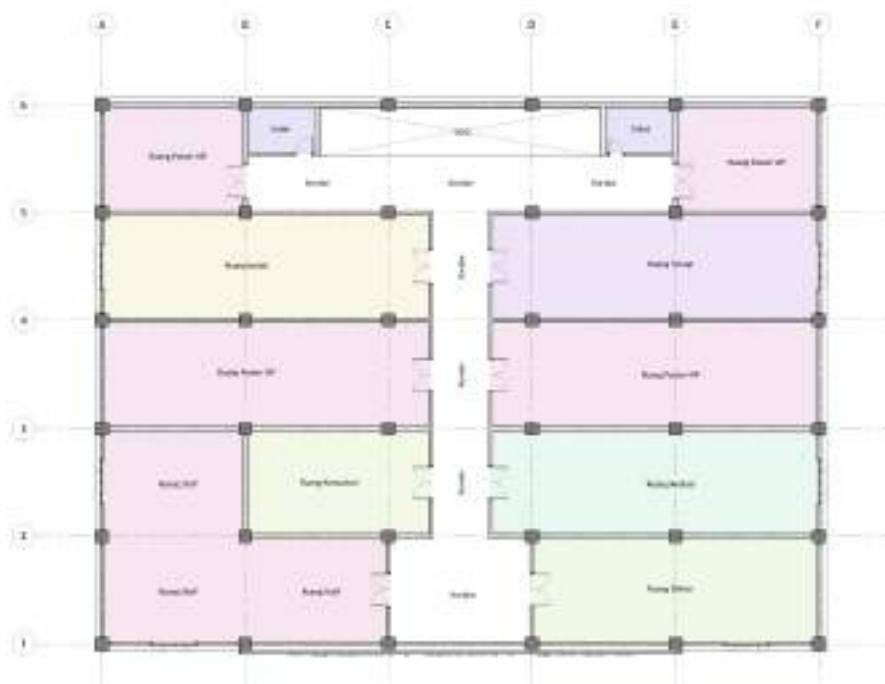
Gambar 4.7 Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 3-5

Sumber : Data Perancangan, 2025



Gambar 4.8 Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 6-8

Sumber : Data Perancangan, 2025

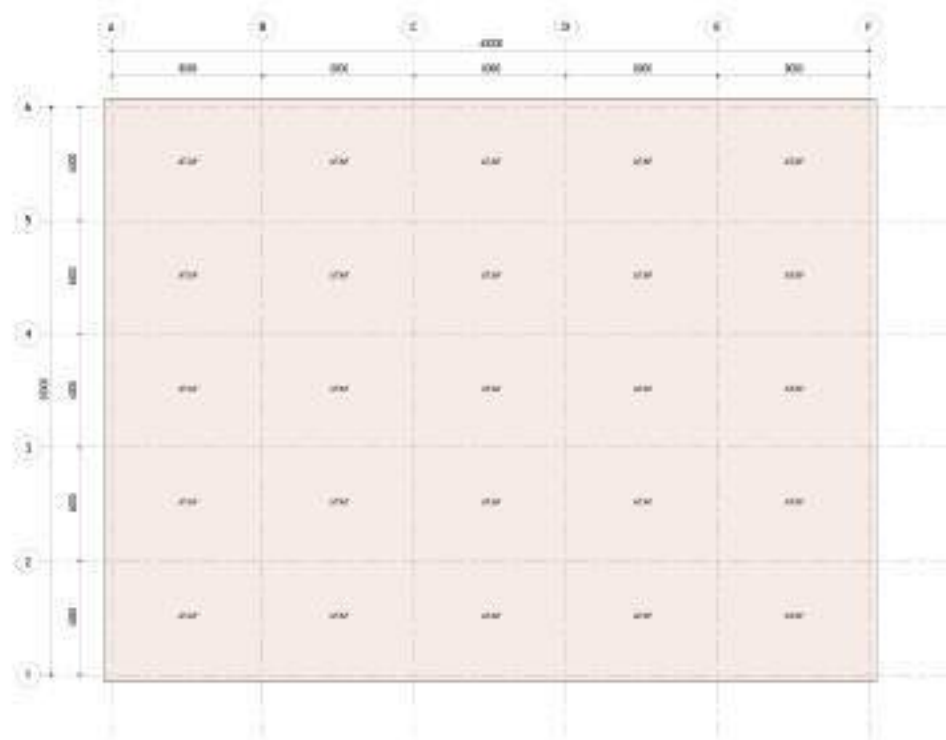


Gambar 4.9 Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 9

Sumber : Data Perancangan, 2025

- **Beban Hidup Atap :**

$$\text{Dag. Atap} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4.10 Denah Pembebanan Struktur pada Lantai 10

Sumber : Data Perancangan, 2025

- **Beban Mati Tambahan (SIDL):**

berdasarkan pada Tabel 2.17 mengenai beban mati tambahan, maka dapat di rencanakan nilai beban mati tambahan yang akan di input ke dalam permodelan struktur.

SIDL Lantai

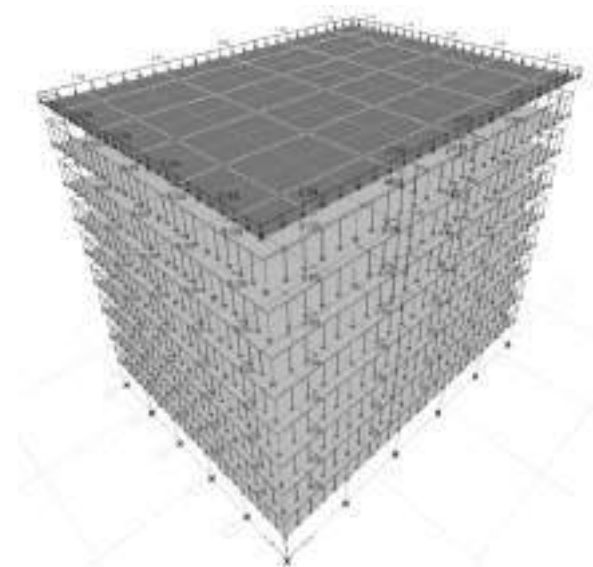
Finishing lantai 5cm	=	$21 \text{ kN/m}^2 \times 0.05 \text{ m}$	
		1.05	kN/m
Penutup lantai (kramik)	=	0,6	kN/m
Dinding/partisi	=	0,72	kN/m
Plafond+ rangka	=	0,18	kN/m
MEP	=	0,50	+
TOTAL	=	3.05	kN/m

SIDL Atap

$$\begin{aligned}
 \text{Finishing lantai 5cm} &= 21 \text{ kN/m}^2 \times 0.05 \text{ m} \\
 &= 1.05 \text{ kN/m} \\
 \text{Plafond + Rangka} &= 0,18 \text{ kN/m} \\
 \text{MEP} &= 0,50 + \text{kN/m} \\
 \text{TOTAL} &= \underline{1,73} \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dinding Bata

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 1-9 (4 m)} &= (4-0,7).250.9,8065/100 \\
 &= 8,09 \text{ kN/m} \\
 \text{Lantai 10 (1,2 m)} &= (1,2-0,7).250.9,8065/100 \\
 &= 2,94 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Denah Pembebanan Dinding pada Struktur

Sumber : Data Perancangan, 2025

4.2.2 Beban Gempa

Beban gempa diperoleh dengan menginput titik koordinat Lokasi perencanaan struktur bangunan gedung rumah sakit jiwa ke program spektrum respon desain Indonesia 2021 yang mengacu pada peta sumber dan hazard gempa

Indonesia tahun 2017 yang disusun oleh Tim Pusat Studi Gempa Nasional (PuSGeN).

4.3 Sistem Struktur

Pada perencanaan ini, rumah sakit jiwa direncanakan di daerah kota Batam dengan kondisi tanah lunak dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

4.3.1 Data Respon Spektra

Lokasi bangunan berada pada kondisi tanah lunak yang termasuk dalam klasifikasi site E yang dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Berdasarkan hasil dari titik koordinat (1.14966988, 104.13030727) yang di input ke dalam RSA 2021, diperoleh spectral percepatan perioda pendek (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_1), sebagai berikut:

- Perioda pendek 0,2 detik (S_s) = 0,0754 g
- Perioda 1 detik (S_1) = 0,116 g

Berdasarkan tabel 2.5 kategori resiko bangunan adalah IV

- Faktor keutamaan gempa = 1,5

Berdasarkan Tabel 2.1 dan Tabel 2.2 dapat ditentukan nilai F_a dan F_v ,

- Kategori Lokasi F_a = 2,4 g
- Kategori Lokasi F_v = 4,056 g

Perhitungan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.54)}$$

$$S_{MS} = 2,4 \times 0,0754 = 0,181 \text{ g}$$

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

$$S_{M1} = 4,056 \times 0,0754 = 0,306 \text{ g}$$

Perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1}

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,181 = 0,121 \text{ g}$$

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,306 = 0,314 \text{ g}$$

Waktu getar alami struktur gedung

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

$$T_o = 0,2 \times \frac{0,314}{0,121} = 0,519 \text{ sec.}$$

Waktu getar alami sudut (T_s)

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

$$T_s = \frac{0,314}{0,121} = 2,595 \text{ sec.}$$

Berdasarkan tabel 2.7 dan 2.8 kategori desain gempa (KDG) adalah sebagai berikut:

$$SDS < 0,167 \quad \text{KDG} = \mathbf{A}$$

$$0,20 \leq SD1 \quad \text{KDG} = \mathbf{D}$$

Berdasarkan data di atas tingkat resiko kegempaan tinggi (**KDG D**), maka didapatkan sistem pemikul gaya seismik untuk struktur bangunan rumah sakit jiwa yaitu SPRMK (Struktur rangka pemikul momen khusus). Koefisien desain dan faktor-faktor sistem penahan gempa diperoleh berdasarkan Tabel 2.10 adalah:

$$R = 8,0$$

$$\Omega_0 = 3,0$$

$$Cd = 5,5$$

4.4 Analisa Struktur Linear

4.4.1 Pembebanan Struktur

Berdasarkan pada Sub-bab 4.2.1 mengenai beban gravitasi, rekap beban gravitasi yang diperoleh setelah melakukan analisis dengan bantuan software ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Rekap Beban Gravitasi

Jenis Beban	Total (kN)
Beban Mati (DL)	79.909,001
Beban Tambahan (SIDL)	43.320,8
Beban Hidup (L)	22.008,96

Sumber : ETABS, 2025

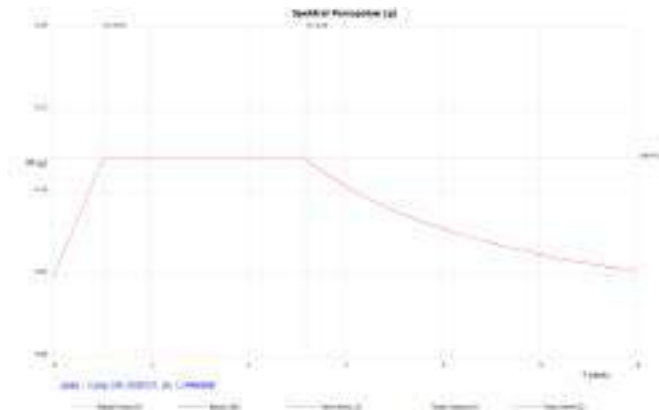
Berdasarkan pada Sub-bab 3.2.3.1 mengenai data respon spektra, diperoleh data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S_s &= 0,0754 \text{ g} & S_{DS} &= 0,121 \text{ g} \\
 S_1 &= 0,116 \text{ g} & S_{D1} &= 0,3136 \text{ g} \\
 F_a &= 2,4 \\
 F_v &= 4,506 \\
 S_{MS} &= 0,181 \text{ g} \\
 S_{M1} &= 0,306 \text{ g} \\
 I_e &= 1,5 \\
 T_o &= 0,519 \text{ sec.} \\
 T_s &= 2,595 \text{ sec.}
 \end{aligned}$$

Koefisien desain dan faktor-faktor sistem struktur penahan gempa diperoleh berdasarkan Tabel 2.10 adalah

$$\begin{aligned}
 R &= 8,0 \\
 \Omega_0 &= 3,0 \\
 C_d &= 5,5
 \end{aligned}$$

Berdasarkan titik koordinat (1.14966988,104.13030727) yang di input pada RSA 2021, diperoleh Kurva respon spektrum gempa desain dapat dilihat pada Gambar 4.1



Gambar 4.12 Kurva Respon Spektrum gempa rencana

Sumber : Hasil Analisis, 2025

4.4.2 Penentuan Periode Fundamental Struktur (T)

Berdasarkan pada Tabel 2.11 nilai S_{D1} adalah 0,314, maka diperoleh nilai koefisien C_u sebesar 1,4 dan pada Tabel 2.12 untuk rangka beton pemikul momen diperoleh nilai C_t sebesar 0,0466 dan x sebesar 0,9 dengan tinggi bangunan (h) 36 meter. Nilai batas bawah dan atas dapat diperoleh dengan perhitungan sebagai berikut :

Batas Bawah

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.17)}$$

$$T_a = 0,0466 \times 36^{0,9} = 1,17 \text{ sec.}$$

Batas Atas

$$T < C_u \times T_a \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.18)}$$

$$T < 1,4 \times 1,17 = 1,641 \text{ sec.}$$

Setelah dilakukannya permodelan struktur pada *software* ETABS, maka tahap selanjutnya adalah mengontrol hasil analisis struktur dengan menentukan kontrol Analisa pada kondisi *un-crack* yang dapat dilihat pada Tabel 4.4 dan pada kondisi *Crack* yang dapat dilihat pada Tabel 4.5

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

Mode	Period T	Frequency 1/T	CircFreq w	Eigenvalue w ²
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	1,575	0,635	3,9887	15,9095
2	1,459	0,686	4,3079	18,5581
3	1,329	0,752	4,7262	22,3374
4	0,51	1,963	12,3311	152,0557
5	0,475	2,106	13,2306	175,049
6	0,434	2,302	14,4641	209,2115
7	0,287	3,484	21,888	479,0848
8	0,269	3,712	23,3207	543,8541
9	0,246	4,064	25,5343	652,0009
10	0,191	5,231	32,8683	1080,3269

Sumber : Hasil analisis, 2025

Dari hasil Analisa getar bebas diperoleh, $T_{cx} = 1,58 \text{ sc.}$

$T_{cy} = 1,46 \text{ Sec}$

$Cu.Ta = 1,641 > T_{cx}$, maka digunakan $T = 1,58 \text{ sec}$

$Cu.Ta = 1,641 > T_{cy}$, maka digunakan $T = 1,46 \text{ sec}$

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

Mode	Period T	Frequency 1/T	CircFreq w	Eigenvalue w ²
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	2,285	0,438	2,7497	7,5609
2	2,081	0,481	3,0197	9,1186
3	1,916	0,522	3,2801	10,7594
4	0,724	1,381	8,6782	75,3116
5	0,666	1,502	9,4355	89,0285
6	0,613	1.631	10.2462	104.9844
7	0,397	2.52	15.831	250.6217
8	0,37	2.704	16.9911	288.6973
9	0,339	2.953	18.5527	344.2035
10	0.256	3.904	24.5308	601.7582

Sumber : Hasil analisis, 2025

Dari hasil analisa getar bebas didapat, $T_{cx} = 2,29 \text{ sec}$

$T_{cy} = 2,08 \text{ sec.}$

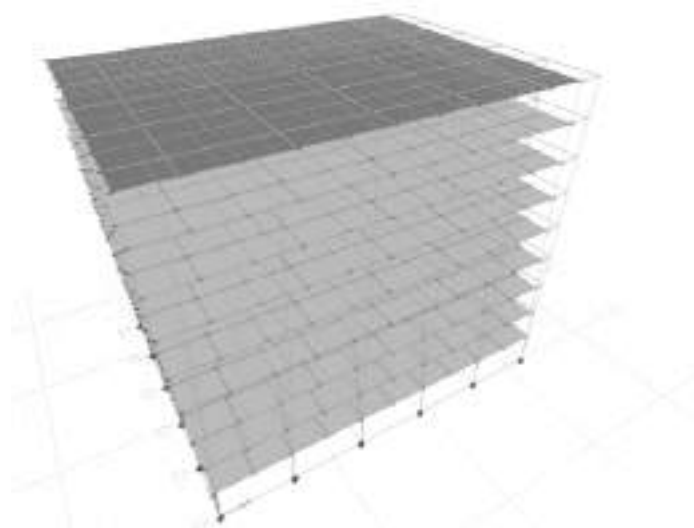
4.4.3 Modal Respon Spektrum

Tabel 4.6 Rasio Model Partisipasi Massa dalam Kondisi *Un-crack*

Mode	T	Rasio Modal Partisipasi Massa (%)		
		ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,58	80,32	0	0,09
2	1,46	80,32	80,67	0,09
3	1,33	80,42	80,67	80,23
4	0,51	90,42	80,67	80,25
5	0,48	90,42	90,79	80,25
6	0,43	90,43	90,79	90,39
7	0,29	94,31	90,79	90,4
8	0,27	94,31	94,58	90,4
9	0,25	94,32	94,58	94,25
10	0,19	96,48	94,58	94,26

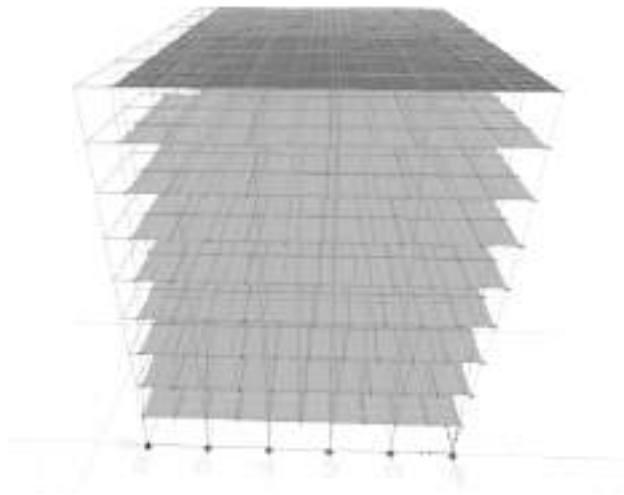
Sumber : Hasil Analisis,2025

Pada Tabel 4.6 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.



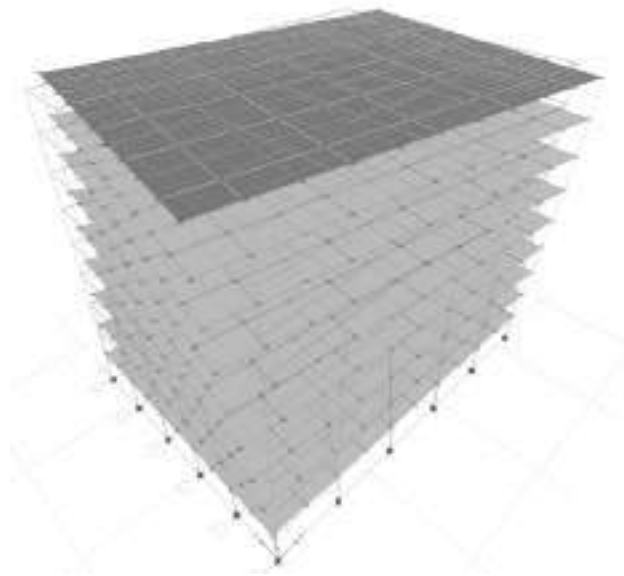
Gambar 4.13 Mode 1 (Translasi arah x)

Sumber : Hasil Analisis,2025



Gambar 4.14 Mode 2 (Translasi arah y)

Sumber : Hasil Analisis,2025



Gambar 4.15 Mode 3 (Rotasi)

Sumber : Hasil Analisis,2025

4.4.4 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 4.5 dapat dilihat rangkuman data beban struktur.

Tabel 4.7 Rangkuman Beban Mati dan Beban Hidup berdasarkan Pasal 7.7.2 SNI 1726-2019

JENIS PEMBEBANAN	DATA BEBAN		Total (DL+25%L) (kN)
	BEBAN	REDUKSI	
	(kN)	B. HIDUP	
Beban Mati	79,909.01	1.00	79,909.01
SIDL	43,320.80	1.00	43,320.80
Beban Hidup	22,008.96	0.25	5,502.24
	145,238.77	Wt =	128,732.05

Sumber : Hasil Analisis, 2025

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

$$C_{sx=sy} = \frac{0,121}{\frac{8}{1,5}} = 0,0226$$

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

$$C_{s \max} = \frac{0,121}{\frac{8}{1,5}} = 0,0226$$

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

$$C_{s \min} = 0,044 \times 0,121 \times 1,5 = 0,0080$$

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

$$V_{nx} = 0,0227 \times 128.732,05 = 2.911,92 \text{ kN}$$

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

$$V_{ny} = 0,0227 \times 128.732,05 = 2.911,92 \text{ kN}$$

Tabel 4.8 Base shear sebelum terkoreksi (crack)

Base Shear (kN)	Statik	Respon Spektrum	%	Skala
Vnx	2.911,92	2.317,5653	79,59	1,2565
Vny	2.911,92	2.331,312	80,06	1,2490

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Tabel 4.9 Base shear sebelum terkoreksi (crack)

<i>Base Shear</i> (kN)	Statik	Respon Spektrum	%	≥ 100
V _{nx}	2.955,76	2.912,081	100	OK
V _{ny}	2.955,76	2.911,9847	100	OK

Sumber : Hasil Analisis, 2025

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 4.9.

Tabel 4.10 Data simpangan lantai akibat beban lateral

Lokasi	Perpindahan (mm)		Perpindahan (mm)	
	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
	Ex		Ey	
LT.10	50,724	4,135	2,255	42,48
LT.9	48,902	3,996	2,173	40,998
LT.8	45,742	3,742	2,029	38,379
LT.7	41,094	3,362	1,818	34,522
LT.6	35,053	2,865	1,546	29,519
LT.5	27,809	2,267	1,222	23,52
LT.4	19,842	1,621	0,873	16,926
LT.3	11,548	0,947	0,51	9,992
LT.2	3,982	0,329	0,177	3,533
LT.1	0	0	0	0

Sumber : Hasil Analisis, 2025

4.4.6 Pemeriksaan story drifts

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

Simpangan antar tingkat izin (Δ_{izin})

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times h_{sx}$$

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times 4 \times 1.000 = 40 \text{ mm}$$

Rasio Simpangan

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

$$\delta_{xe} = \frac{(3,982 - 0)}{4 \times 1.000} = 0,001$$

Defleksi Pusat Massa Tingkat

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe} \times h \times 1000}{I_e} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.23)}$$

$$\delta_x = \frac{5,5 \times 0,001 \times 4 \times 1000}{1,5} = 14,60$$

Perhitungan story drift selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.10 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.	Sd_x	Drift Izin Maks.	Kontrol
			d_{xe}/h_x	d_x	Dx		SDx	
		(m)	(mm/mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
LT.10	9	4,00	0,00046	6,68	40,00	185,99	360	Ok.
LT.9	8	4,00	0,00079	11,59	40,00	179,31	320	Ok.
LT.8	7	4,00	0,00116	17,04	40,00	167,72	280	Ok.
LT.7	6	4,00	0,00151	22,15	40,00	150,68	240	Ok.
LT.6	5	4,00	0,00181	26,56	40,00	128,53	200	Ok.
LT.5	4	4,00	0,00199	29,21	40,00	101,97	160	Ok.
LT.4	3	4,00	0,00207	30,41	40,00	72,75	120	Ok.
LT.3	2	4,00	0,00189	27,74	40,00	42,34	80	Ok.
LT.2	1	4,00	0,00100	14,60	40,00	14,60	40	Ok.
LT.1	0	0	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

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

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times h_{sy}$$

$$\Delta_{izin} = 0,010 \times 4 \times 1.000 = 40 \text{ mm}$$

Rasio Simpangan

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

$$\delta_{ye} = \frac{(3.533 - 0)}{4 \times 1.000} = 0,00088$$

Defleksi Pusat Massa Tingkat

$$\delta_y = \frac{C_d \times \delta_{ye} \times h \times 1000}{I_e} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.23)}$$

$$\delta_y = \frac{5,5 \times 0,00088 \times 4 \times 1000}{1,5} = 12,95$$

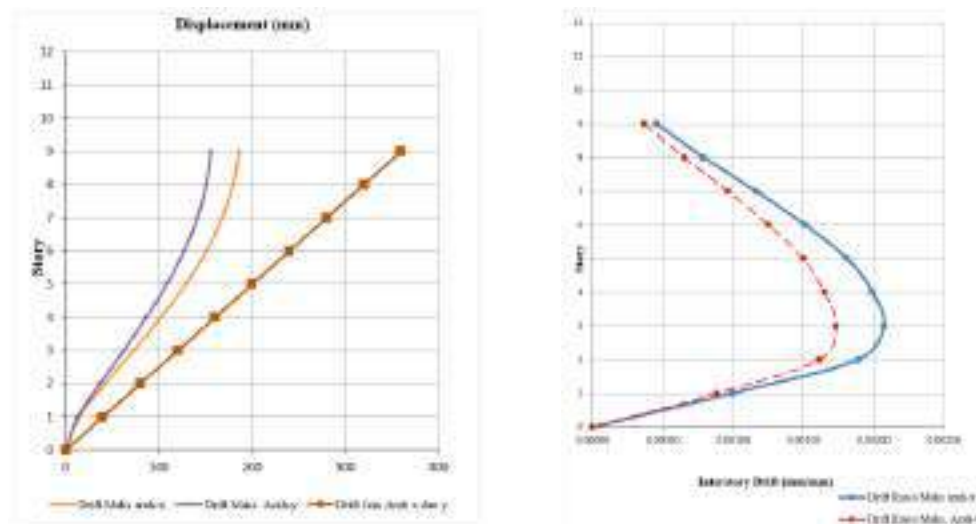
Perhitungan story drift arah sumbu-Y, selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Story Drifts arah sumbu Y

Tingkat x	Story	Tinggi Tingkat h_y (m)	Story Drift Hasil Analisis		Drift Izin Maks.	$\Sigma \delta_y$ (mm)	Drift Izin Maks.	Kontrol
			δ_{ye}/h_x	δ_y	Δy		$\Sigma \Delta y$	
			(mm/mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
LT.10	9	4,00	0,00037	5,43	40,00	155,76	360	Ok.
LT.9	8	4,00	0,00065	9,60	40,00	150,33	320	Ok.
LT.8	7	4,00	0,00096	14,14	40,00	140,72	280	Ok.
LT.7	6	4,00	0,00125	18,34	40,00	126,58	240	Ok.
LT.6	5	4,00	0,00150	22,00	40,00	108,24	200	Ok.
LT.5	4	4,00	0,00165	24,18	40,00	86,24	160	Ok.
LT.4	3	4,00	0,00173	25,42	40,00	62,06	120	Ok.
LT.3	2	4,00	0,00161	23,68	40,00	36,64	80	Ok.
LT.2	1	4,00	0,00088	12,95	40,00	12,95	40	Ok.
LT.1	0	0	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan pada Tabel 4.11 dan 4.12 dapat ditentukan grafik story drift yang terdiri dari grafik *displacement* dan grafik *interstory drift*. Grafik *displacement* menunjukkan perpindahan horizontal maksimum disetiap lantai terhadap tanah akibat beban gempa. Grafik *interstory drift* menunjukkan selisih perpindahan (*drift*) antara dua lantai.

(a) Grafik *Displacement* (mm)(b) Grafik *Interstory Drift*Gambar 4.16 Grafik *Story Drift*

Sumber : Hasil Analisis, 2025

4.4.7 Distribusi Gaya 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 4.13 dapat dilihat beban struktur per lantai akibat beban yang mati, SIDL, dan hidup

Tabel 4.13 Berat Struktur per lantai akibat Beban Mati, SIDL, Hidup

Lantai	Tinggi Lantai (m)	Beban Mati (DL) Akibat		B. Hidup (L) (kN)	Total (DL+25%L) (kN)
		Beban Mati (kN)	SIDL (kN)		
LT.10	36,00	7.381,34775	2487,6	1.152	10.156,95
LT.9	32,00	8.912,12665	5131,6	2.624,4	14.699,83
LT.8	28,00	8.912,1266	5131,6	2.624,4	14.699,83
LT.7	24,00	8.912,1266	5131,6	2.624,4	14.699,83
LT.6	20,00	8.912,12665	5131,6	2.624,4	14.699,83
LT.5	16,00	8.984,4291	5131,6	2.624,4	14.772,13
LT.4	12,00	9.067,2756	5131,6	2.624,4	14.854,98
LT.3	8,00	9.067,2757	5131,6	2.624,4	14.854,98
LT.2	4,00	8.846,9791	5131,6	2.624,4	14.634,68
LT.1	0	913,19525	0	0	913,20
		79,909.01	43,540.40	22,147	128,986.21

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Tabel 4.14 Distribusi Gaya Gempa Perlantai 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 M_{OT-X} (kN.m)
LT.10	36,00	10.156,95	365.650	0,1471	428,22	428,2	0
LT.9	32,00	14.699,83	470.394	0,1892	550,89	979,1	15.416,0
LT.8	28,00	14.699,83	411.595	0,1655	482,03	1.461,1	46.747,7
LT.7	24,00	14.699,83	352.796	0,1419	413,17	1.874,3	87.659,7
LT.6	20,00	14.699,83	293.997	0,1182	344,31	2.218,6	132.643,3
LT.5	16,00	14.772,13	236.354	0,0951	276,80	2.495,4	177.015,7
LT.4	12,00	14.854,98	178.260	0,0717	208,76	2.704,2	216.942,4
LT.3	8,00	14.854,98	118.840	0,0478	139,18	2.843,4	249.392,6
LT.2	4,00	14.634,68	58.539	0,0235	68,56	2.911,9	272.139,5
LT.1	0	913,20	0	0	0	0	283.787,2
		128.986,21	2.486.424,4	1.0	2.911.9		283.787,2

Sumber : Hasil Analisis,2025

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)
LT.10	36,00	10.156,95	365.650	0,1471	428.22	428.22	0
LT.9	32,00	14.699,83	470.394	0,1892	550.89	979.11	15.416,0
LT.8	28,00	14.699,83	411.595	0,1655	482.03	1.461.14	46.747,7
LT.7	24,00	14.699,83	352.796	0,1419	413.17	1.874.31	87.659,7
LT.6	20,00	14.699,83	293.997	0,1182	344.31	2.218.62	132.643,3
LT.5	16,00	14.772,13	236.354	0,0951	276.80	2.495.42	177.015,7
LT.4	12,00	14.854,98	178.260	0,0717	208.76	2.704.19	216.942,4
LT.3	8,00	14.854,98	118.840	0,0478	139.18	2.843.36	249.392,6
LT.2	4,00	14.634,68	58.539	0,0235	68.56	2.911.92	272.139,5
LT.1	0,00	913,20	0	0	0	0	283.787,2
		128.986,21	2.486.424,4	1.0	2.911,92		283.787,2

Sumber : Hasil Analisis,2025

4.4.8 Stabilitas Guling

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

Arah X

$$M_{OT-X} = 283.787,2$$

$$M_{ST-X} = 128,986.21 \times \frac{40}{2} = 2.579.724,18 \text{ kN.m}$$

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

$$0,75 \times 2.579.724,18 > 283.787,2$$

$$1.934.793 \text{ kN.m} > 283.787,2 \text{ OK!}$$

Arah Y

$$M_{OT-X} = 283.787,2$$

$$M_{ST-X} = 128,986.21 \times \frac{30}{2} = 1.934.793,14 \text{ kN.m}$$

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

$$0,75 \times 1.934.793,14 \text{ kN.m} > 283.787,2 \text{ kN.m OK!}$$

$$1.451.095 \text{ kN.m} > 283.787,2 \text{ kN.m OK!}$$

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 :

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

Dimana, nilai β diizinkan untuk diambil sebesar 1,0. Berdasarkan ketentuan tersebut maka nilai dapat dihitung.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{1,0 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$\theta_{max} = 0,091 \leq 0,25, \text{ dan nilai } \theta_{min} \text{ sebesar } 0,10.$$

Berdasarkan gaya geser lantai yang diperoleh dengan menjumlahkan setiap gaya geser Tingkat didapatkan nilai gaya geser lantai (V_x) pada lantai 10 arah X sebesar 428,22 kN. Beban Tingkat (P_x) diperoleh dengan menambahkan beban mati dan beban hidup (DL+LL) di setiap Tingkat didapatkan nilai Beban Tingkat (P_x) pada lantai 10 arah X sebesar 11.020,95 kN. Selanjutnya efek P-Delta dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

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

$$\theta = \frac{11.020,95 \times 0,00046}{428,22 \times \frac{4}{1000} \times 5,5} = 0,012$$

Pada Tabel 4.16 dapat dilihat hasil perhitungan untuk seluruh hasil P-Delta arah sumbu-X

Tabel 4.16 Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-X

Lantai	Tinggi Tingkat h_x (m)	Beban DL+LL (kN)	Beban Tingkat P_x (kN)	Story Drift δ_x/C_d (m)	Shear Story V_x (kN)	θ	Kontrol $\theta \leq \theta_{min}$	Kontrol $\theta \leq \theta_{max}$
LT.10	4,00	11.020,95	11.020,95	0,0018	428,22	0,012	Ok	Ok
LT.9	4,00	16.668,13	27.689,07	0,0032	979,11	0,022	Ok	Ok
LT.8	4,00	16.668,13	44.357,20	0,0046	1.461,14	0,035	Ok	Ok
LT.7	4,00	16.668,13	61.025,33	0,0060	1.874,31	0,049	Ok	Ok
LT.6	4,00	16.668,13	77.693,45	0,0072	2.218,62	0,063	Ok	Ok
LT.5	4,00	16.740,43	94.433,88	0,0080	2.495,42	0,075	Ok	Ok
LT.4	4,00	16.823,28	111.257,16	0,0083	2.704,19	0,085	Ok	Ok
LT.3	4,00	16.823,28	128.080,43	0,0076	2.843,36	0,085	Ok	Ok
LT.2	4,00	16.602,98	144.683,41	0,0040	2.911,92	0,049	Ok	Ok
LT.1	0	913,20	145.596,61	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan gaya geser lantai yang diperoleh dengan menjumlahkan setiap gaya geser di setiap Tingkat dan didapatkan nilai gaya geser lantai (V_i) pada lantai 10 arah X sebesar 428,22 kN. Beban Tingkat (P_i) diperoleh dengan menambahkan beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*) di setiap Tingkat didapatkan nilai Beban Tingkat (P_i) pada lantai 10 arah X sebesar 11.020,95 kN. Selanjutnya efek P-Delta dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

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

$$\theta = \frac{11.020,95 \times 0,00037}{428,22 \times \frac{4}{1000} \times 5,5} = 0,010$$

Pada Tabel 4.16 dapat dilihat hasil perhitungan untuk seluruh hasil P-Delta arah sumbu-Y.

Tabel 4.17 Pemeriksaan P-Delta Arah Sumbu-Y

Tingkat	Tinggi Tingkat h_x (m)	Beban DL+LL (kN)	Beban Tingkat P_x (kN)	Story Drift δ_y/C_d (m)	Shear Story V_x (kN)	θ	Kontrol $\theta \leq \theta_{min}$	Kontrol $\theta \leq \theta_{max}$
LT.10	4,00	11.020,95	11.020,95	0,0015	428,22	0,010	Ok.	Ok
LT.9	4,00	16.668,13	27.689,07	0,0026	979,11	0,019	Ok.	Ok
LT.8	4,00	16.668,13	44.357,20	0,0039	1.461,14	0,029	Ok.	Ok
LT.7	4,00	16.668,13	61.025,33	0,0050	1.874,31	0,041	Ok.	Ok
LT.6	4,00	16.668,13	77.693,45	0,0060	2.218,62	0,053	Ok.	Ok
LT.5	4,00	16.740,43	94.433,88	0,0066	2.495,42	0,062	Ok.	Ok
LT.4	4,00	16.823,28	111.257,16	0,0069	2.704,19	0,071	Ok.	Ok
LT.3	4,00	16.823,28	128.080,43	0,0065	2.843,36	0,073	Ok.	Ok
LT.2	4,00	16.602,98	144.683,41	0,0035	2.911,92	0,044	Ok.	Ok
LT.1	0	913,20	145.596,61	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

4.4.10 Ketidakberaturan struktur vertical (irregularitas vertical)

Ketidakberaturan vertical 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.

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

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.25)}$$

$$70\% \left(\frac{3,982}{4/1000} \right) > \frac{(11,548 - 3,982)}{4/1000}$$

$$70\% > \frac{0,00189}{0,001} = 1,90$$

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

$$80\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e} - \delta_{4e})}{h_5} \right] \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.26)}$$

$$80\% \left(\frac{3,982}{4/1000} \right) > 1/3 \left[\frac{(11,548 - 3,982)}{4/1000} + \frac{(19,842 - 11,548)}{4/1000} + \frac{(27,809 - 19,842)}{4/1000} \right]$$

$$80\%(0,001) > 1/3[0,00189 + 0,00207 + 0,00199]$$

$$80\% = \frac{0,0020}{0,001} = 1,99$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah X

Tingkat I	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio δ_{xe}/h_i	70% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0018	0,00046	0,70	0,58	No
LT.9	9	32,00	0,0032	0,00079	0,70	0,58	No
LT.8	8	28,00	0,0046	0,00116	0,70	0,68	No
LT.7	7	24,00	0,0060	0,00151	0,70	0,77	Ok
LT.6	6	20,00	0,0072	0,00181	0,70	0,83	Ok
LT.5	5	16,00	0,0080	0,00199	0,70	0,91	Ok
LT.4	4	12,00	0,0083	0,00207	0,70	0,96	Ok
LT.3	3	8,00	0,0076	0,00189	0,70	1,10	Ok
LT.2	2	4,00	0,0040	0,00100	0,70	1,90	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	-

Sumber : Hasil Analisis,2025

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

Tingkat I	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	80% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0018	0,0008	0,80	0,53	No
LT.9	9	32,00	0,0032	0,0008	0,80	0,53	No
LT.8	8	28,00	0,0046	0,0008	0,80	0,53	No
LT.7	7	24,00	0,0060	0,0008	0,80	0,53	No
LT.6	6	20,00	0,0072	0,0012	0,80	0,64	No
LT.5	5	16,00	0,0080	0,0015	0,80	0,75	No
LT.4	4	12,00	0,0083	0,0018	0,80	0,85	Ok
LT.3	3	8,00	0,0076	0,0020	0,80	1,04	Ok
LT.2	2	4,00	0,0040	0,0020	0,80	1,99	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	-

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah X diatas didapatkan bahwa pada Lantai 5,6,7,8,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1a

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

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > \frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.25)}$$

$$70\% \left(\frac{3,533}{4/1000} \right) > \frac{(9,992 - 3,533)}{4/1000}$$

$$70\% > \frac{0,00161}{0,001} = 1,83$$

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

$$80\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e} - \delta_{4e})}{h_5} \right] \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.26)}$$

$$80\% \left(\frac{3,533}{4/1000} \right) > 1/3 \left[\frac{(9,992 - 3,533)}{4/1000} + \frac{(16,926 - 9,992)}{4/1000} + \frac{(23,52 - 16,926)}{4/1000} \right]$$

$$80\%(0,001) > 1/3[0,00161 + 0,00173 + 0,00165]$$

$$80\% = \frac{0,0017}{0,001} = 1,89$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a Arah Y

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{ye} (m)	Story Drift Ratio δ_{ye}/h_i	70% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0015	0,00037	0,70	0,68	No
LT.9	9	32,00	0,0026	0,00065	0,70	0,68	No
LT.8	8	28,00	0,0039	0,00096	0,70	0,68	No
LT.7	7	24,00	0,0050	0,00125	0,70	0,77	Ok
LT.6	6	20,00	0,0060	0,00150	0,70	0,83	Ok
LT.5	5	16,00	0,0066	0,00165	0,70	0,91	Ok
LT.4	4	12,00	0,0069	0,00173	0,70	0,95	Ok
LT.3	3	8,00	0,0065	0,00161	0,70	1,07	Ok
LT.2	2	4,00	0,0035	0,00088	0,70	1,83	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

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

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{ye} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	80% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36.00	0.0015	0.0007	0.80	0.53	No
LT.9	9	32.00	0.0026	0.0007	0.80	0.53	No
LT.8	8	28.00	0.0039	0.0007	0.80	0.53	No
LT.7	7	24.00	0.0050	0.0007	0.80	0.53	No
LT.6	6	20.00	0.0060	0.0010	0.80	0.64	No
LT.5	5	16.00	0.0066	0.0012	0.80	0.75	No
LT.4	4	12.00	0.0069	0.0015	0.80	0.85	Ok
LT.3	3	8.00	0.0065	0.0016	0.80	1.01	Ok
LT.2	2	4.00	0.0035	0.0017	0.80	1.89	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0.8	0.00	

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah Y diatas didapatkan bahwa pada Lantai 5,6,7,8,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1a

Irregularitas Vertikal Tipe 1b

Lateral story stiffness < 60% dari kekakuan Tingkat di atasnya

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

$$60\% \left(\frac{3,982}{4/1000} \right) > \frac{(11,548 - 3,982)}{4/1000}$$

$$60\%(0,001) > 0,00189$$

$$60\% > \frac{0,00189}{0,001} = 1,90$$

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

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

$$70\% \left(\frac{3,982}{4/1000} \right) > 1/3 \left[\frac{(11,548 - 3,982)}{4/1000} + \frac{(19,842 - 11,548)}{4/1000} + \frac{(27,809 - 19,842)}{4/1000} \right]$$

$$70\%(0,001) > 1/3[0,00189 + 0,00207 + 0,00199]$$

$$70\%(0,001) > 0,0020$$

$$70\% = \frac{0,0020}{0,001} = 1,99$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1b Arah X

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio δ_{xe}/h_i	60% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0018	0,00046	0,60	0,58	No
LT.9	9	32,00	0,0032	0,00079	0,60	0,58	No
LT.8	8	28,00	0,0046	0,00116	0,60	0,68	Ok
LT.7	7	24,00	0,0060	0,00151	0,60	0,77	Ok
LT.6	6	20,00	0,0072	0,00181	0,60	0,83	Ok
LT.5	5	16,00	0,0080	0,00199	0,60	0,91	Ok
LT.4	4	12,00	0,0083	0,00207	0,60	0,96	Ok
LT.3	3	8,00	0,0076	0,00189	0,60	1,10	Ok
LT.2	2	4,00	0,0040	0,00100	0,60	1,90	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

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

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio Rata2 3 LT Atas	70% Story Drift Ratio	Ratio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0018	0,0008	0,70	0,53	No
LT.9	9	32,00	0,0032	0,0008	0,70	0,53	No
LT.8	8	28,00	0,0046	0,0008	0,70	0,53	No
LT.7	7	24,00	0,0060	0,0008	0,70	0,53	No
LT.6	6	20,00	0,0072	0,0012	0,70	0,64	No
LT.5	5	16,00	0,0080	0,0015	0,70	0,75	Ok
LT.4	4	12,00	0,0083	0,0018	0,70	0,85	Ok
LT.3	3	8,00	0,0076	0,0020	0,70	1,04	Ok
LT.2	2	4,00	0,0040	0,0020	0,70	1,99	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah X diatas didapatkan bahwa pada Lantai 6,7,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1b.

Dilanjutkan dengan pemeriksaan ketidakberaturan arah Y. Berdasarkan pada persamaan 2.27 dan 2.26 dapat dihitung besarnya ketidak beraturan 1b pada lantai 2 arah Y sebagai berikut :

Lateral story stiffness < 60% dari kekakuan Tingkat di atasnya

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

$$60\% \left(\frac{3,533}{4/1000} \right) > \frac{(9,992 - 3,533)}{4/1000}$$

$$60\%(0,001) > 0,00161$$

$$60\% > \frac{0,00161}{0,001} = 1,83$$

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

$$70\% \left(\frac{\delta_{2e}}{h_2} \right) > 1/3 \left[\frac{(\delta_{3e} - \delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e} - \delta_{3e})}{h_4} + \frac{(\delta_{5e} - \delta_{4e})}{h_5} \right] \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.26)}$$

$$70\% \left(\frac{3,533}{4/1000} \right) > 1/3 \left[\frac{(9,992 - 3,533)}{4/1000} + \frac{(16,926 - 9,992)}{4/1000} + \frac{(23,52 - 16,926)}{4/1000} \right]$$

$$70\%(0,001) > 1/3[0,00161 + 0,00173 + 0,00165]$$

$$70\%(0,001) > 0,0017$$

$$70\% = \frac{0,0017}{0,001} = 1,89$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.21.

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	Ket
LT.10	10	36,00	0,0015	0,00037	0,60	0,57	No
LT.9	9	32,00	0,0026	0,00065	0,60	0,57	No
LT.8	8	28,00	0,0039	0,00096	0,60	0,68	Ok
LT.7	7	24,00	0,0050	0,00125	0,60	0,77	Ok
LT.6	6	20,00	0,0060	0,00150	0,60	0,83	Ok
LT.5	5	16,00	0,0066	0,00165	0,60	0,91	Ok
LT.4	4	12,00	0,0069	0,00173	0,60	0,95	Ok
LT.3	3	8,00	0,0065	0,00161	0,60	1,07	Ok
LT.2	2	4,00	0,0035	0,00088	0,60	1,83	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

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	Ket
LT.10	10	36,00	0,0015	0,0007	0,70	0,53	No
LT.9	9	32,00	0,0026	0,0007	0,70	0,53	No
LT.8	8	28,00	0,0039	0,0007	0,70	0,53	No
LT.7	7	24,00	0,0050	0,0007	0,70	0,53	No
LT.6	6	20,00	0,0060	0,0010	0,70	0,64	No
LT.5	5	16,00	0,0066	0,0012	0,70	0,75	Ok
LT.4	4	12,00	0,0069	0,0015	0,70	0,85	Ok
LT.3	3	8,00	0,0065	0,0016	0,70	1,01	Ok
LT.2	2	4,00	0,0035	0,0017	0,70	1,89	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan arah Y diatas didapatkan bahwa pada Lantai 6,7,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1b

Berdasarkan pemeriksaan struktur diatas, dapat dinyatakan bahwa struktur memiliki ketidak beraturan vertikal 1a dan 1b. Namun, berdasarkan pengecualian pada SNI 1726-2019 Pasal 7.3.2.2 mengenai ketidak beraturan vertikal. Ketidakberaturan struktur vertikal tipe 1a dan 1b tidak berlaku jika ada rasio simpangan antar tingkat yang nilainya tidak lebih besar dari 130% rasio simpangan antar Tingkat diatasnya. Hasil dari pemeriksaan Pengecualian tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.22.

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

Tingkat	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio δ_{xe}/h_i	Rasio 130%	Rasio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0018	0,000455	1,30	1,73	No
LT.9	9	32,00	0,0032	0,000790	1,30	1,73	No
LT.8	8	28,00	0,0046	0,001162	1,30	1,47	No
LT.7	7	24,00	0,0060	0,001510	1,30	1,30	Ok
LT.6	6	20,00	0,0072	0,001811	1,30	1,20	Ok
LT.5	5	16,00	0,0080	0,001992	1,30	1,10	Ok
LT.4	4	12,00	0,0083	0,002074	1,30	1,04	Ok

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

Tingkat	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{xe} (m)	Story Drift Ratio δ_{xe}/h_i	Rasio 130%	Rasio	Ket
LT.3	3	8,00	0,0076	0,001892	1,30	0,91	Ok
LT.2	2	4,00	0,0040	0,000996	1,30	0,53	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

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

Tingkat i	Story	Tinggi Lantai (m)	Story Drift δ_{ye} (m)	Story Drift Ratio δ_{ye}/h_i	Rasio 130%	Rasio	Ket
LT.10	10	36,00	0,0015	0,000371	1,30	1,77	No
LT.9	9	32,00	0,0026	0,000655	1,30	1,77	No
LT.8	8	28,00	0,0039	0,000964	1,30	1,47	No
LT.7	7	24,00	0,0050	0,001251	1,30	1,30	Ok
LT.6	6	20,00	0,0060	0,001500	1,30	1,20	Ok
LT.5	5	16,00	0,0066	0,001649	1,30	1,10	Ok
LT.4	4	12,00	0,0069	0,001734	1,30	1,05	Ok
LT.3	3	8,00	0,0065	0,001615	1,30	0,93	Ok
LT.2	2	4,00	0,0035	0,000883	1,30	0,55	Ok
LT. 1	1	0	0	0	0	0	

Sumber : Hasil Analisis,2025

Hasil pemeriksaan pengecualian diatas menunjukkan struktur masih memiliki ketidak beraturan vertical. Namun, berdasarkan pasal 7.7.3 mengenai permodelan struktur. Apabila struktur memiliki ketidak beraturan maka perlu dilakukannya Analisa dinamika 3D dengan memperhitungkan kekakuan diafragma, untuk elemen beton digunakan penampang retak, dan perhitungan P-Delta ikut diperhitungkan.

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 horixontal 1b akan terjadi apabila simpangan maksimal berbanding simpangan rerata lebih besar dari 1,40.

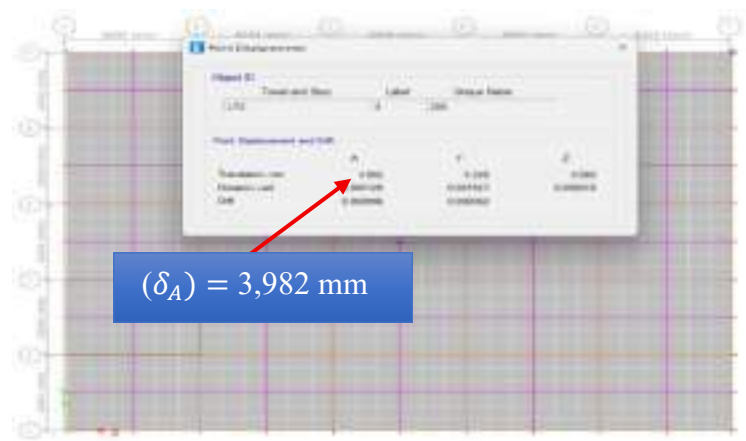
a) Ketidak beraturan horizontal 1a akan terjadi apabila :

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

b) Ketidak beraturan horizontal 1b akan terjadi apabila :

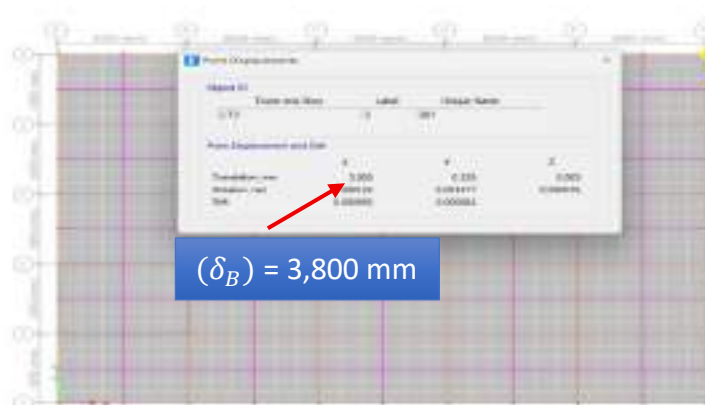
$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} > 1,40$$

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4.3 mengenai pembesaran momen torsi tak terduga. Faktor pembesaran torsi tidak boleh lebih kecil dari 1 dan lebih besar dari 3. Simpangan pada lantai diperoleh dengan bantuan *software* ETABS. Hasil dari *Story Drift* pada Lantai 2 Arah X dapat dilihat pada gambar-gambar dibawah ini.



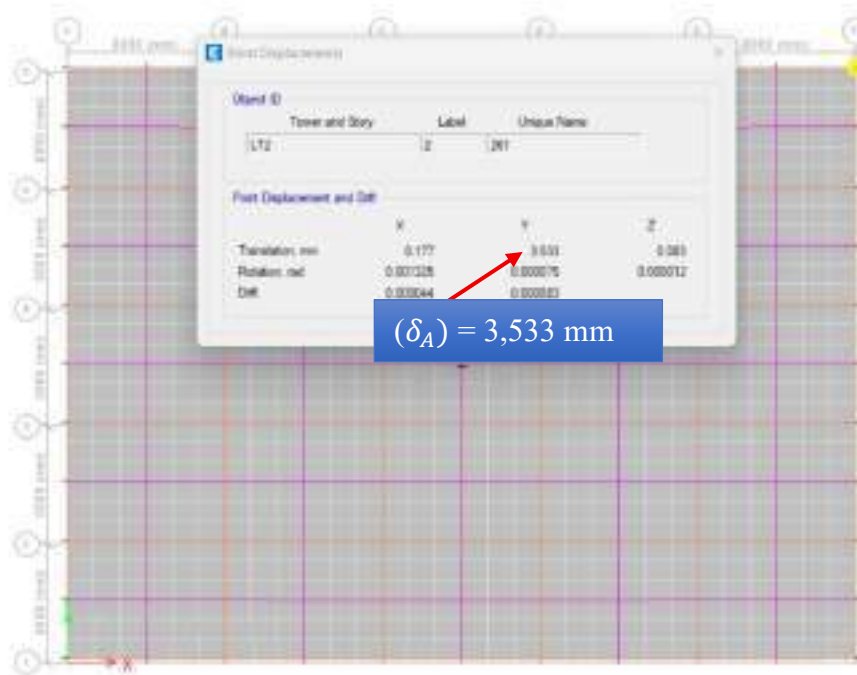
Gambar 4.17 Simpangan (δ_A) Arah X

Sumber : Hasil Analisis, 2025

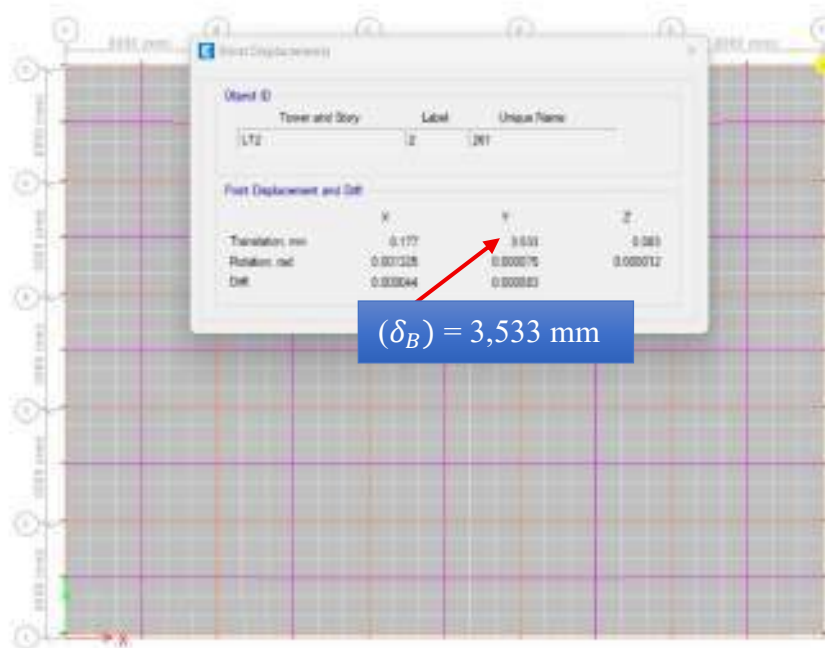


Gambar 4.18 Simpangan (δ_B) Arah X

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Gambar 4.19 Simpangan (δ_A) Arah Y

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Gambar 4.20 Simpangan (δ_B) Arah Y

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Dari gambar diatas di ambil simpangan yang terbesar lalu dibagikan dua. Hasil dari perhitungan ketidakberaturan struktur horizontal dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Tingkat ke-i	Drift (δ_A) (mm)	Drift (δ_B) (mm)	Story Drift ($\delta_{A,i}$) (mm)	Story Drift ($\delta_{B,i}$) (mm)	Rata-rata δ_{AVG} (mm)	$\delta_{max}/\delta_{avg}$
Gempa Arah-X						
LT.10	50,72	48,53	1,82	1,76	1,79	1,02
LT.9	48,90	46,77	3,16	3,04	3,10	1,02
LT.8	45,74	43,73	3,84	4,46	4,15	1,07
LT.7	41,90	39,27	6,85	5,78	6,31	1,08
LT.6	35,05	33,49	7,24	6,92	7,08	1,02
LT.5	27,81	26,57	7,97	7,62	7,79	1,02
LT.4	19,84	18,96	8,29	7,93	8,11	1,02
LT.3	11,55	11,03	7,57	7,23	7,40	1,02
LT.2	3,98	3,80	3,98	3,80	3,89	1,02
LT. 1	0	0	0	0	0	0
Gempa Arah-Y						
LT.10	42,48	42,48	37,45	37,45	37,45	1,00
LT.9	41,00	41,00	2,62	2,62	2,62	1,00
LT.8	38,38	38,38	3,86	3,86	3,86	1,00
LT.7	34,52	34,52	5,00	5,00	5,00	1,00
LT.6	29,52	29,52	6,00	6,00	6,00	1,00
LT.5	23,52	23,52	6,59	6,59	6,59	1,00
LT.4	16,93	16,93	6,93	6,93	6,93	1,00
LT.3	9,99	9,99	6,44	6,44	6,44	1,00
LT.2	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	1,00
LT. 1	0	0	0,00	0	0	0

Sumber : Hasil Analisis,2025

Berdasarkan Tabel 4.20, struktur tidak mengalami ketidak beraturan horizontal tipe 1a dan 1b serta nilai torsi tak terduga maksimum arah X adalah 1,08 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. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,2D + 1,0L + E_v \pm 1,3 (E_x + 0,3 E_y)$
4. $1,2D + 1,0L + E_v \pm 1,3 (0,3E_x + E_y)$
5. $0,9D - E_v \pm 1,3 (E_x + 0,3 E_y)$
6. $0,9D - E_v \pm 1,3 (0,3E_x + E_y)$

Dimana :

E_v adalah gempa vertikal $= 0,2.S_{DS}.D = 0,0242 D$

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

3. $1,22D + 1,0L \pm 1,3 E_x + 0,39 E_y$
4. $1,22D + 1,0L \pm 0,39 E_x + 1,3 E_y$
5. $0,88D \pm 1,3 E_x + 0,39 E_y$
6. $0,88D \pm 0,39 E_x + 1,3 E_y$

Faktor reduksi kekuatan

1. Lentur Tarik $= 0,90$
2. Aksial Tekan $= 0,65$
3. Geser $= 0,75$
4. Shear seismic $= 0,55$

4.6 Perancangan komponen struktur SRPMK

4.6.1 Komponen Struktur Lentur (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 :

Bentang bersih (ℓ_n) harus minimal 4 kali tinggi efektifnya

Balok induk ukuran 40x70

Diasumsikan bahwa :

Lebar balok	=	400 mm
Tinggi balok	=	700 mm
Selimut beton	=	40 mm
Sengkang	=	10 mm
Tulangan longitudinal	=	22 mm
Tinggi efektif (d)	=	639 mm
Bentang bersih (ℓ_n)	=	7300 mm
ℓ_n/d	=	11,48 OK!

Balok anak ukuran 30x50

Diasumsikan bahwa :

Lebar balok	=	300 mm
Tinggi balok	=	500 mm
Selimut beton	=	40 mm
Sengkang	=	10 mm
Tulangan longitudinal	=	22 mm
Tinggi efektif (d)	=	439 mm
Bentang bersih (ℓ_n)	=	7300 mm
ℓ_n/d	=	16,74 OK!

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

Balok induk ukuran 40x70

$$40/70 = 0,57 > 0,3 \text{ OK!}$$

Balok induk ukuran 30x50

$$30/50 = 0,6 > 0,3 \text{ OK!}$$

Lebar komponen balok > 25 cm

Lebar balok induk	=	30 > 25 OK!
Lebar balok anak	=	40 > 25 OK!

Gaya tekan maksimum $0,1A_g \cdot f'_c$

Balok induk ukuran 40x70

$$0,1A_g \cdot f'_c = 0,1 \cdot 400 \times 700 \cdot 29,05 / 1000 = 813,4 \text{ kN}$$

Balok anak ukuran 30x50

$$0,1A_g \cdot f'_c = 0,1 \cdot 300 \times 500 \cdot 29,05 / 1000 = 435,75 \text{ kN}$$

Penulangan balok akibat momen lentur

Perhitungan penulangan balok dibantu dengan *software* ETABS yang mengeluarkan output berupa luas tulangan perlu kemudian di konversikan ke penulangan actual, lalu dihitung ulang kapasitas penampang untuk memenuhi ketentuan penulangan pada SNI 2847-2019.

- Data perencanaan penulangan

Mutu beton = 29.05 MPa

Selimut beton = 40 mm

Mutu baja :

Tul. Long. = 420 MPa

Tul. Trans = 280 MPa

Diameter Tulangan :

Tul. Long. = 22 mm

Tul. Trans = 10 mm

Dimensi Balok :

b = 400 mm

h = 700 mm

d = 639 mm

parameter penulangan :

$$\text{nilai } f'_c = 29,05 \text{ maka } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$$

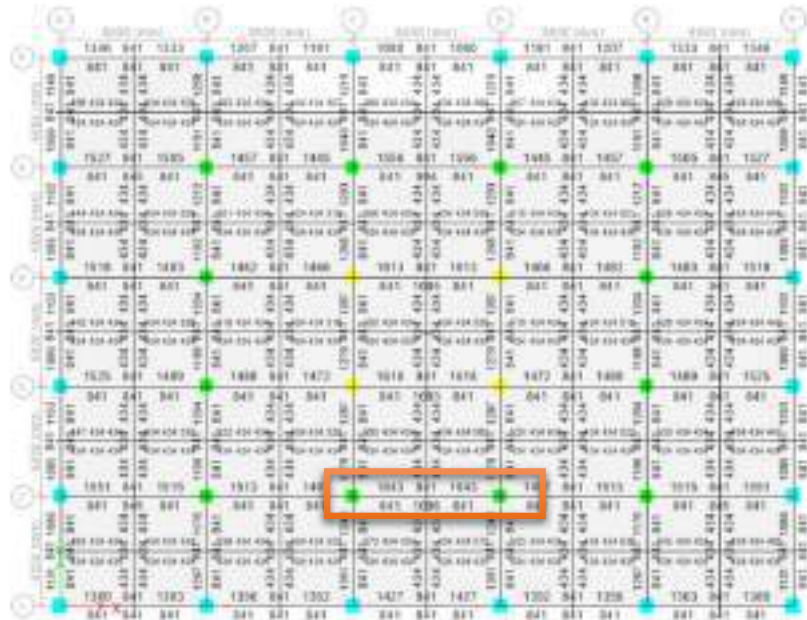
$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(29,05 - 28)}{7} = 0,8425$$

Tidak boleh kurang dari :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0050$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = 0,0048$$

Kapasitas Lentur Balok Induk Ukuran 40x70



Gambar 4.21 Tulangan Perlu Balok 40x70

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Penulangan tumpuan

b	=	400 mm	Mu	=	375,9624 kN.m
h	=	700 mm	ϕ	=	0,9
s	=	40 mm	Mn	=	417.736.000 N.mm
dsk	=	10 mm	β_1	=	0,84
dt	=	22 mm	ρ_{bal}	=	0,02914
d'	=	$s + d_{sk} + d_t/2$			
	=	$40 + 10 + 22/2 = 61 \text{ mm}$			
d	=	$h - d' = 700 - 61 = 639 \text{ mm}$			
fc'	=	29.05			
fy	=	420 MPa			

Mencari tinggi blok tegangan tekan ekuivalen

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

$$\alpha = 639 - \sqrt{639^2 - \frac{2 \times 417.736.000}{0,85 \times 29,05 \times 400}} = 70 \text{ mm}$$

Mencari luas tulangan Tarik yang diperlukan

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-\alpha/2)} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{417.736.000}{420 \times (639 - (\frac{70}{2}))} = 1.646,74 \text{ mm}^2$$

Rasio Tulangan Minimum

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

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = \frac{4}{3} \times \frac{A_{s \text{ perlu}}}{b \times d} = \frac{4}{3} \times \frac{1.646,74}{400 \times 639} = 0,0086$$

Mencari Tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$) dan tulangan maksimum $A_{s \text{ max}}$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} \times b \times d = 0,0033 \times 400 \times 639 = 852 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,75 \times \rho_{bal} \times b \times d = 0,75 \times 0,02914 \times 400 \times 639 = 5.585,46 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$852 > 1.647,74 < 5.585,46 \quad \text{Ok!}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 22 \text{ mm}$$

$$dt = \pi \times \frac{d_t^2}{4} = 3,14 \times \frac{22^2}{4} = 380,13 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 6 buah

Dipakai = 6 buah

$$A_s = A_{s1} \times \text{jumlah tulangan yg dipakai} = 380,13 \times 6 = 2.280,796 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$852 > 2.280,796 < 5.585,46 \text{ **Ok!**}$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots (\text{persamaan 2.34})$$

$$\alpha = \frac{2.280,796 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 400} = 96,986 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \dots\dots\dots (\text{Persamaan 2.34})$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2.280,796 \times 420 \left(636 - \frac{96,986}{2} \right) \times 10^{-6} = 509,10 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 509,10 \text{ kN.m} > M_u = 375,96 \text{ kN.m} \text{ **Memenuhi**}$$

Penulangan Lapangan

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

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

$$d' = 61 \text{ mm}$$

$$M_u = 187,9812 \text{ kN.m}$$

$$s = 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$d_{sk} = 10 \text{ mm}$$

$$M_n = 208.868.000 \text{ N.mm}$$

$$d_t = 22 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,84$$

$$d = 639 \text{ mm}$$

$$\rho_{bal} = 0,02914$$

Mencari tinggi blok tegangan tekan ekuivalen

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

$$\alpha = 639 - \sqrt{639^2 - \frac{2 \times 208.868.000}{0,85 \times 29,05 \times 400}} = 34 \text{ mm}$$

Mencari luas tulangan Tarik yang diperlukan

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-a/2)} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{208.868.000}{420 \times (639 - \left(\frac{34}{2}\right))} = 800 \text{ mm}^2$$

Rasio Tulangan Minimum

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

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = \frac{4}{3} \times \frac{A_{s \text{ perlu}}}{b \times d} = \frac{4}{3} \times \frac{804,177}{400 \times 639} = 0,00422$$

Mencari Tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$) dan tulangan maksimum $A_{s \text{ max}}$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} \times b \times d = 0,00422 \times 400 \times 639 = 1.066,03 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,75 \times \rho_{bal} \times b \times d = 0,75 \times 0,02914 \times 400 \times 639 = 5.585,46 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$1.066,03 > 800 \text{ Pakai tulangan minimum}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$d_t = 22 \text{ mm}$$

$$d_t = \pi \times \frac{d_t^2}{4} = 3,14 \times \frac{22^2}{4} = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan ada} = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Dipakai} = 4 \text{ buah}$$

$$A_s = A_{s1} \times \text{jumlah tulangan yg dipakai} = 380,13 \times 4 = 1.520,531 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$800 < 1.520,531 < 5.585,46 \quad \text{Ok!}$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.33)}$$

$$\alpha = \frac{1.520,531 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 400} = 64,65 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \dots\dots\dots \text{(Persamaan 34)}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1.520,531 \times 420 \left(636 - \frac{64,65}{2} \right) \times 10^{-6} = 348,69 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 348,69 \text{ kN.m} > M_u = 187,98 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

Kapasitas Geser Balok Induk Ukuran 40x70

Data Penampang :

b	=	400 mm	Mu	=	375,96 kN.m
h	=	700 mm	Vu	=	204,58
s	=	40 mm	ϕ	=	0,75
dsk	=	10 mm	ρ_w	=	0,009
d	=	639 mm	S	=	100 mm
fy	=	280 MPa	Av	=	157 mm ²

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

Menghitung Vc

$$\phi V_c = \phi \times \left[\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right] \times \frac{b \times d}{7} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.36)}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \left[\sqrt{29,05} + 120 \times 0,002 \times \frac{204,58 \times 400}{375,96} \right] \times \frac{400 \times 639}{7} = 157.850,06 \text{ N}$$

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

$$\phi V_c < 0,3 \sqrt{29,05} \times 400 \times 639 = 150.300,24 \text{ N} < 413.290,26 \text{ N}$$

Menghitung V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.37)}$$

$$V_s = \frac{157 \times 280 \times 639}{100} = 281,047 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 281,047 = 210,785 \text{ N}$$

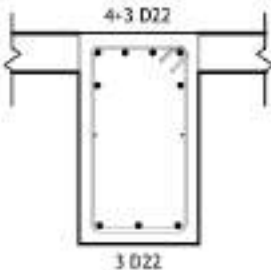
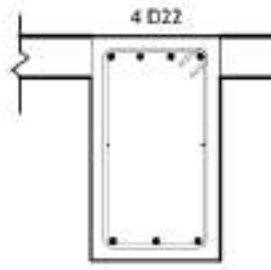
Kontrol Kecukupan Tulangan Sengkang

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

$$\phi V_n = 150.300,24 + 210,785 = 361,09 > V_u = 204,58 \text{ Ok!}$$

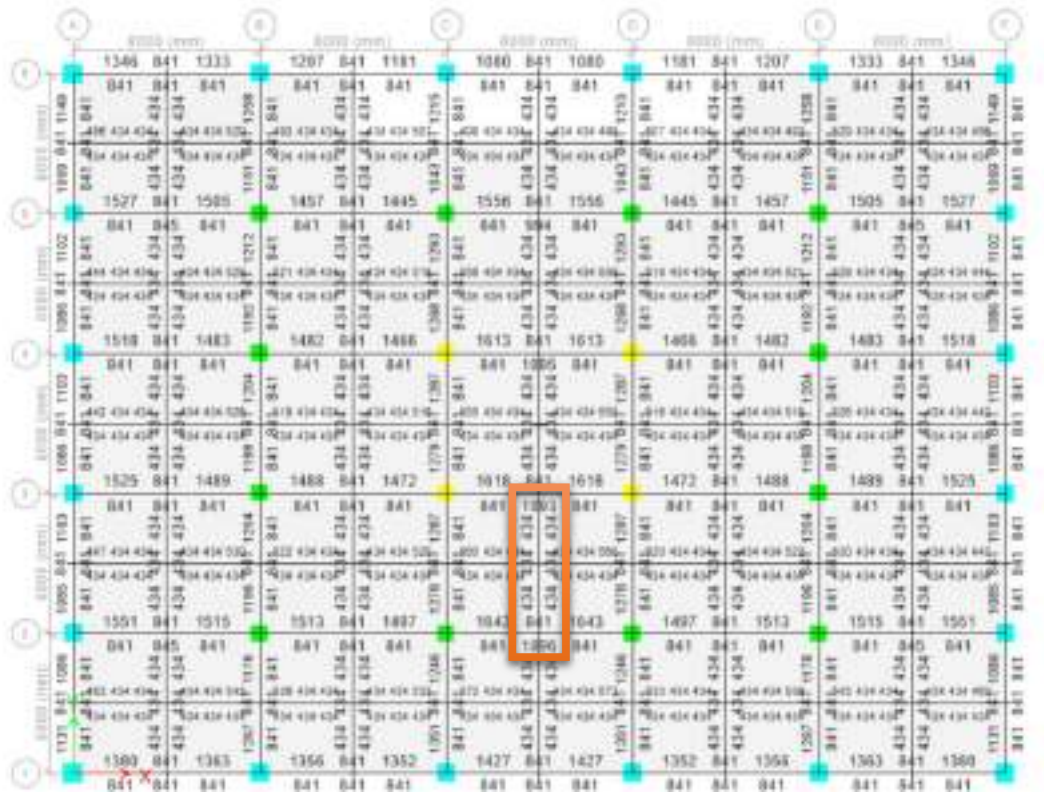
Pada Tabel 4.25 dapat dilihat potongan penampang dari balok induk yang telah didesain.

Tabel 4.25 Penampang Balok Induk 40x70

Notasi	Balok induk	
Dimensi	400 x 700 mm	
Lokasi	Tumpuan	Lapangan
Potongan Penampang		
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-150
Tulangan Pinggang	2D10	2D10

Sumber : Hasil analisis,2025

Kapasitas Lentur Balok Anak Ukuran 30x50



Gambar 4.22 Tulangan Perlu Balok 30x50

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Penulangan tumpuan

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$s = 40 \text{ mm}$$

$$d_{sk} = 10 \text{ mm}$$

$$d_t = 22 \text{ mm}$$

$$d' = s + d_{sk} + d_t/2$$

$$= 40 + 10 + 22/2 = 61 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 500 - 61 = 439 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29.05$$

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

$$M_u = 47,60 \text{ kN.m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_n = 52.891.556 \text{ N.mm}$$

$$\beta_1 = 0,84$$

$$\rho_{bal} = 0,02914$$

Mencari tinggi blok tegangan tekan ekuivalen

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

$$\alpha = 439 - \sqrt{439^2 - \frac{2 \times 52.891.556}{0,85 \times 29,05 \times 400}} = 16.6 \text{ mm}$$

Mencari luas tulangan Tarik yang diperlukan

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{52.891.556}{420 \times (639 - (\frac{16.6}{2}))} = 292,382 \text{ mm}^2$$

Rasio Tulangan Minimum

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

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = \frac{4}{3} \times \frac{A_{s \text{ perlu}}}{b \times d} = \frac{4}{3} \times \frac{562,746}{400 \times 639} = 0,00296$$

Mencari Tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$) dan tulangan maksimum $A_{s \text{ max}}$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} \times b \times d = 0,0033 \times 300 \times 439 = 389.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,75 \times \rho_{bal} \times b \times d = 0,75 \times 0,02914 \times 300 \times 439 = 2.877,95 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$389.84 > 292.38 \text{ Pakai tulangan minimum}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 22 \text{ mm}$$

$$dt = \pi \times \frac{d_t^2}{4} = 3,14 \times \frac{22^2}{4} = 380,13 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 3 buah

Dipakai = 3 buah

$$A_s = 1.140,40 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$389,84 < 1.140,40 < 2.877,95 \quad \text{Ok!}$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.33)}$$

$$\alpha = \frac{1.140,40 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 400} = 48,49 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$= 0,9 \times 1.140,40 \times 420 \left(439 - \frac{48,49}{2} \right) \times 10^{-6} = 175,30 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 175,30 \text{ kN.m} > M_u = 47,60 \text{ kN.m} \quad \text{Memenuhi}$$

Penulangan Lapangan

b	=	300 mm	f _{c'}	=	29.05
h	=	500 mm	f _y	=	420 MPa
d'	=	61 mm	M _u	=	23,80 kN.m
s	=	40 mm	φ	=	0,9
d _{sk}	=	10 mm	M _n	=	26.445,778 N.mm
dt	=	22 mm	β ₁	=	0,84
d	=	439 mm	ρ _{bal}	=	0,02914

Mencari tinggi blok tegangan tekan ekuivalen

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

$$\alpha = 439 - \sqrt{439^2 - \frac{2 \times 148,206,44}{0,85 \times 29,05 \times 400}} = 8,2 \text{ mm}$$

Mencari luas tulangan Tarik yang diperlukan

$$A_{s\text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d-a/2)} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$A_{s\text{ perlu}} = \frac{148.206.444}{420 \times (639 - (\frac{8,2}{2}))} = 144,785 \text{ mm}^2$$

Rasio Tulangan Minimum

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

$$\text{dan } \rho_{min} \geq \frac{4}{3} \times \rho_{perlu} = \frac{4}{3} \times \frac{A_{s\text{ perlu}}}{b \times d} = \frac{4}{3} \times \frac{562,746}{400 \times 639} = 0,00147$$

Mencari Tulangan minimum ($A_{s\text{ min}}$) dan tulangan maksimum $A_{s\text{ max}}$

$$A_{s\text{ min}} = 439,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{ max}} = 2.877,95 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$439 > 144,78 \text{ Pakai tulangan minimum}$$

Diameter tulangan yang dipakai

$$dt = 22 \text{ mm}$$

$$dt = 380,13 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan ada = 3 buah

Dipakai = 3 buah

$$A_s = 1.140,40 \text{ mm}^2$$

Kontrol kecukupan

$$439 < 1.140,40 < 2.877,95 \quad \textbf{Ok!}$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.33)}$$

$$\alpha = \frac{1.140,40 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 400} = 48,49 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.34)}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1.140,40 \times 420 \left(439 - \frac{48,49}{2} \right) \times 10^{-6} = 175,30 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 440,68 \text{ kN.m} > M_u = 23,80 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

Kapasitas Geser Balok Anak Ukuran 30x50

Data Penampang :

b	=	300 mm	ϕ	=	0,75
h	=	500 mm	ρ_w	=	0,005
s	=	40 mm	S	=	100 mm
dsk	=	10 mm	Av	=	157 mm ²
d	=	439 mm			
fy	=	280 MPa			
Mu	=	47,60 kN.m			
Vu	=	33,115 kN			

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

Menghitung Vc :

$$\phi V_c = \phi \times \left[\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right] \times \frac{b \times d}{7} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.36)}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \left[\sqrt{29,05} + 120 \times 0,005 \times \frac{33,115 \times 400}{47,60} \right] \times \frac{400 \times 439}{7} = 78.422,50 \text{ N}$$

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

$$\phi V_c < 0,3 \sqrt{29,05} \times 400 \times 439 = 78.442,50 \text{ N} < 283.934,94 \text{ N} \quad \textbf{Ok!}$$

Menghitung V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2.37)}$$

$$V_s = \frac{157 \times 280 \times 439}{100} = 193.082 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 193.082 = 144.812 \text{ N}$$

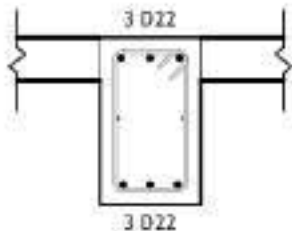
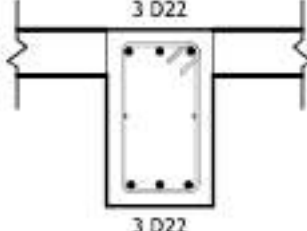
Kontrol Kecukupan Tulangan Sengkang

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

$$\phi V_n = 78.422,50 + 144.812 = 223.23 > V_u = 33,115 \text{ kN Ok!}$$

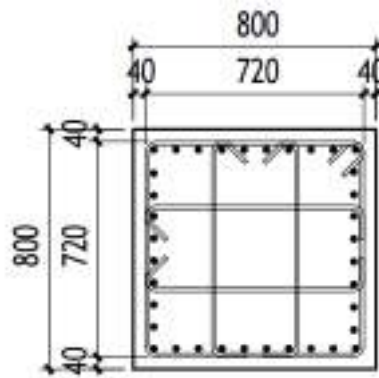
Pada Tabel 4.26 dapat dilihat potongan penampang dari balok induk yang telah didesain.

Tabel 4.26 Penampang Balok 30x50

Notasi	Balok Anak	
Dimensi	300 x 500 mm	
Lokasi	Tumpuan	Lapangan
Potongan Penampang		
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-150
Tulangan Pinggang	2D10	2D10

4.6.2 Komponen struktur lentur aksial (Kolom)

Dalam perancangan kolom, perlu di periksa terlebih dahulu apakah balok yang di desain telah memenuhi definisi komponen struktur lentur sesuai dengan ketentuan dalam SNI 2847-2019 pasal 18.7.

Kolom K1**Gambar 4.23 Detail Kolom K1**

Sumber : Hasil Analisa, 2025

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (s)} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Sengkang (d}_{sk}) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. long(dt)} = 22 \text{ mm}$$

$$\Sigma \text{ Tul. Arah X} = 10 \text{ buah}$$

$$\Sigma \text{ Tul. Arah Y} = 10 \text{ buah}$$

$$d' = \frac{s + d_{sk} + d_t}{2} = \frac{40 + 13 + 22}{2} = 64 \text{ mm}$$

$$d_{x=y} = h - d' = 800 - 64 = 736 \text{ mm}$$

$$\text{spasi tulangan arah x} = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah x} - 1} = \frac{800 - 2 \times 64}{10 - 1} = 74,67$$

$$\text{min spasi arah x} = \text{spasi tulangan arah x} - d_t = 74,67 - 22 = 52,67$$

$$\text{spasi tulangan arah y} = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah y} - 1} = \frac{800 - 2 \times 64}{10 - 1} = 74,67$$

$$\text{min spasi arah y} = \text{spasi tulangan arah y} - d_t = 74,67 - 22 = 52,67$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. \left(\Sigma (\text{Tulangan x} - 2) + \Sigma (\text{Tulangan y} - 2) \right) + 4$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. ((10 - 2) + (10 - 2)) + 4 = 36 \text{ buah}$$

$$A_{st} = \frac{\sum tulangan \times \pi \times d_t^2}{4}$$

$$A_{st} = \frac{36 \times 3,14 \times 22^2}{4} = 13.684,8 \text{ mm}^2$$

$$0,1 \times A_g \times f'_c = 0,1 \times 800 \times 800 \times 29,05 = 1.859.200 \text{ kN}$$

Tabel 4.27 menyajikan data diagram interaksi Kolom K1 arah X, mencakup variasi nilai ϕP_n (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕM_n (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis.

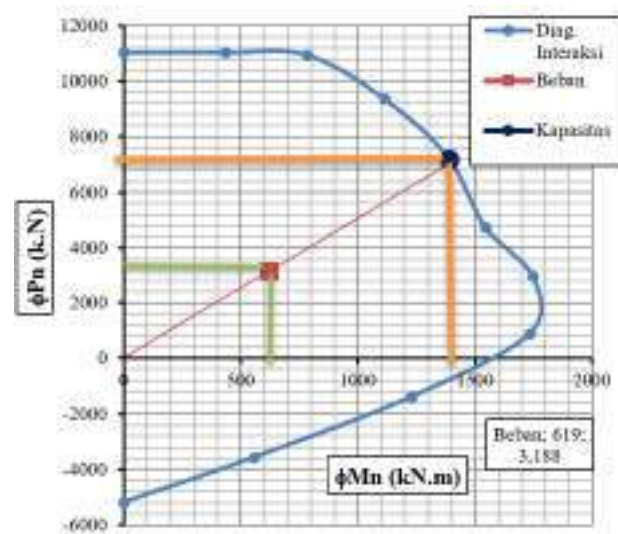
Tabel 4.27 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah X

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	11.030	0	618,90	3.188,05	7.164	1.391	0,445
2	11.030	432,9					
3	10.936	782,9					
4	9.360	1.112					
5	7.265	1.384					
6	4.743	1.543					
7	2.971	1.745					
8	899,3	1.735					
9	-1.380	1.230					
10	-3.572	553,4					
11	-5.172	0					

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Tabel 2.27 diagram interaksi kolom K1 arah X ditentukan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan lentur. Point-point pada tabel menunjukkan variasi kapasitas kolom, dimulai dari kondisi tekan murni pada Point 1 dengan beban aksial maksimum 11.030 kN dan momen nol, hingga kondisi tarik murni pada Titik 11 dengan beban aksial -5.172 kN dan momen nol. Titik-titik antara keduanya, seperti Titik 6 dengan beban aksial 4.743 kN dan momen 1.543 kN.m, serta Titik 7 dengan momen maksimum 1.745 kN.m pada beban aksial 2.971 kN, menunjukkan bagaimana kapasitas lentur kolom berubah

seiring dengan variasi beban aksial. Pada Gambar 4.24 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.



Gambar 4.24 Diagram Interaksi Kolom K1 arah x

Sumber : Hasil Analisis, 2025

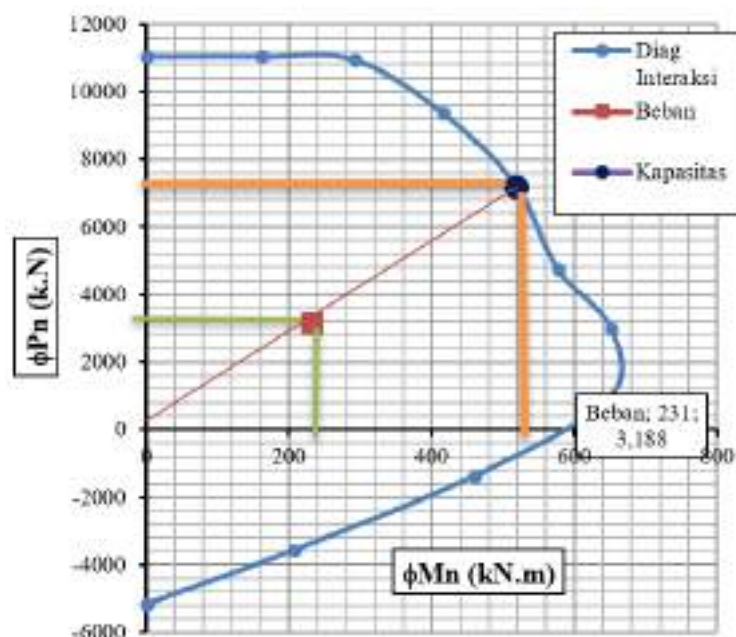
Tabel 4.28 menyajikan data diagram interaksi Kolom K1 arah y, mencakup variasi nilai ϕPn (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕMn (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis

Tabel 4.28 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah Y

Point	Diagram Interaksi		Beban Terfaktor		Kapasitas		
	ϕPn kN	ϕMn kN.m	M2 kN.m	Pu kN	ϕPn kN	ϕMn kN.m	Rasio
1	11.030	0	231,38	3.188,05	7.164	520	0,445
2	11.030	161,9					
3	10.936	292,7					
4	9.360	415,9					
5	7.265	517,3					
6	4.743	577,1					
7	2.971	652,6					
8	899,3	648,7					
9	-1.380	459,9					
10	-3.572	206,9					
11	-5.172	0					

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Tabel 4.28 diagram interaksi kolom K1 arah y ditentukan kapasitas kolom dalam menahan kombinasi beban aksial dan lentur. Point-point pada tabel menunjukkan variasi kapasitas kolom, dimulai dari kondisi tekan murni pada Point 1 dengan beban aksial maksimum 11.030 kN dan momen nol, hingga kondisi tarik murni pada Titik 11 dengan beban aksial -5.172 kN dan momen nol. Point-point antara keduanya, seperti Titik 6 dengan beban aksial 4.743 kN dan momen 577.1 kN.m, serta Titik 7 dengan momen maksimum 652,6 kN.m pada beban aksial 2.971 kN, menunjukkan bagaimana kapasitas lentur kolom berubah seiring dengan variasi beban aksial. Pada Gambar 4.25 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.



Gambar 4.25 Diagram Interaksi Kolom K1 arah x

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Kapasitas Geser Kolom K1

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Kolom (Ag)} &= 640.000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tulangan Sengkang} &= 10 \text{ mm} \\
 f_y &= 280 \text{ MPa} \\
 P_u &= 3.188,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u-x} = 161,79 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 102,72 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{3.188,05}{14 \cdot 640.000} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 736 = 396,38 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 736}{s} = 121,39 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 396,38 + 121,39 = 518,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 518,22 \text{ kN} > 161,79 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Geser Arah y

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{3.188,05}{14 \cdot 640.000} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 786 = 396,38 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 736}{s} = 121,39 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 396,38 + 121,39 = 518,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UY} = 518,22 \text{ kN} > 102,72 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Pengekangan Kolom (Confinement)

$$\text{Luas kolom } (A_g) = b \times h = 800 \times 800 = 640.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar inti } (b_c) = b - (2 \times s + d_s) = 800 - (2 \times 40 + 13) = 707 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi inti } (h_c) = b - (2 \times s + d_s) = 800 - (2 \times 40 + 13) = 707 \text{ mm}$$

$$\text{Luas inti } (A_{ch}) = b_c \times h_c = 707 \times 707 = 499.849 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang arah-x (arah lebar kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29.05 \times 800}{400} \right) \times \left(\frac{640.000}{400 - 1} \right) = 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29.05 \times 800}{400} \right) = 4,62 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100}$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.563,06 < V_{maks} = 2.115,68 \text{ **Ok!**}$$

Tulangan Sengkang arah-y (arah tinggi kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29.05 \times 800}{400} \right) \times \left(\frac{640.000}{400 - 1} \right) = 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29.05 \times 800}{400} \right) = 4,62 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

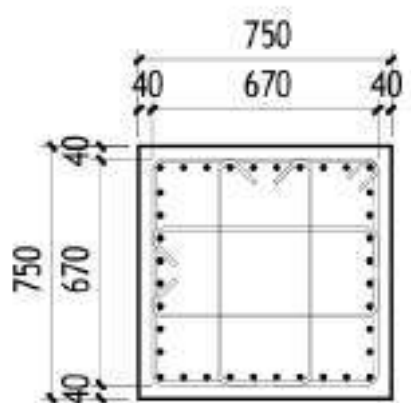
Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100} =$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 4,62 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.563,06 < V_{maks} = 2.115,68 \text{ **Ok!**}$$

Kolom K2



Gambar 4.26 Detail Kolom K2

Sumber : Hasil Analisa, 2025

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (s)} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Sengkang (d}_{sk}) = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tul. long(dt)} &= 22 \text{ mm} \\
\Sigma \text{ Tul. Arah X} &= 10 \text{ buah} \\
\Sigma \text{ Tul. Arah Y} &= 10 \text{ buah}
\end{aligned}$$

$$d' = \frac{s + d_{sk} + d_t}{2} = \frac{40 + 13 + 22}{2} = 64 \text{ mm}$$

$$d_{x=y} = h - d' = 750 - 64 = 686 \text{ mm}$$

$$\text{spasi tulangan arah } x = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah } x - 1} = \frac{750 - 2 \times 64}{10 - 1} = 69,11$$

$$\text{min spasi arah } x = \text{spasi tulangan arah } x - d_t = 69,11 - 22 = 47,11$$

$$\text{spasi tulangan arah } y = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah } y - 1} = \frac{800 - 2 \times 64}{10 - 1} = 69,$$

$$\text{min spasi arah } y = \text{spasi tulangan arah } y - d_t = 69,11 - 22 = 47,11$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. \left(\Sigma (\text{Tulangan } x - 2) + \Sigma (\text{Tulangan } y - 2) \right) + 4$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. ((10 - 2) + (10 - 2)) + 4 = 36 \text{ buah}$$

$$A_{st} = \frac{\Sigma \text{ tulangan } \times \pi \times d_t^2}{4}$$

$$A_{st} = \frac{36 \times 3,14 \times 22^2}{4} = 13.684,8 \text{ mm}^2$$

$$0,1 \times A_g \times f'_c = 0,1 \times 750 \times 750 \times 29,05 = 1.634.962,5 \text{ kN}$$

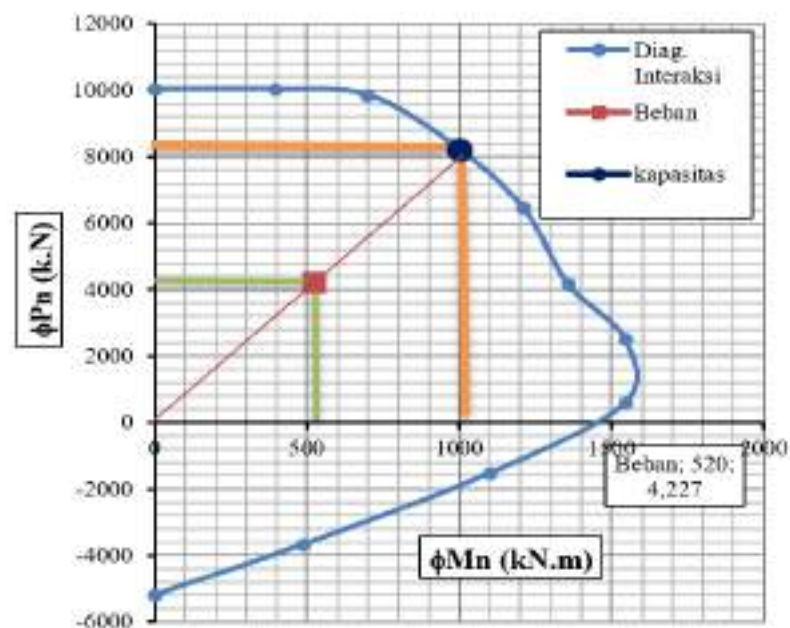
Tabel 4.29 menyajikan data diagram interaksi Kolom K2 arah x, mencakup variasi nilai ϕP_n (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕM_n (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis.

Tabel 4.29 Diagram Interaksi Kolom K2 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	10.035	0	520,32	4.226,84	8.160	1.004	0,518
2	10.035	394,92					
3	9.855.3	697,34					
4	8.375.2	977,57					
5	6.467.9	1.209,2					
6	4.161.6	1356,2					
7	2.522.5	1542,7					
8	593.05	1545,4					
9	-1.530	1098,3					
10	-3.660	486,86					
11	-5.172	0					

Sumber :Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Tabel 4.29, tergambar pada Point 1 dengan beban aksial maksimum 11.030 kN dan momen nol, hingga kondisi tarik murni pada Titik 11 dengan beban aksial -5.172 kN dan momen nol. Pada Gambar 4.27 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.

**Gambar 4.27 Diagram Interaksi Kolom K2 arah x**

Sumber : Hasil Analisis, 2025

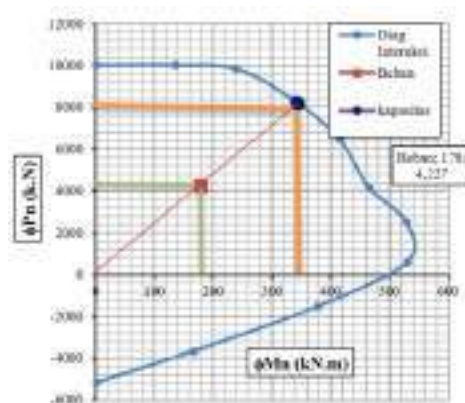
Tabel 4.30 menyajikan data diagram interaksi Kolom K1 arah x. mencakup variasi nilai ϕP_n (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕM_n (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis.

Tabel 4.30 Diagram Interaksi Kolom 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	10.035	0	178,39	4.226,84	8.160	344	0,518
2	10.035	135,4					
3	9.855,3	239,1					
4	8.375,2	335,2					
5	6.467,9	414,6					
6	4.161,6	465					
7	2.522,5	528,9					
8	593,05	529,8					
9	-1.530	376,5					
10	-3.660	166,9					
11	-5.172	0					

Sumber :Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Tabel 4.30, tergambar pada Point 1 dengan beban aksial maksimum 10.035 kN dan momen nol, hingga kondisi tarik murni pada Titik 11 dengan beban aksial -5.172 kN dan momen nol. Pada Gambar 4.24 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.



Gambar 4.28 Diagram Interaksi Kolom K2 arah y

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Kapasitas Geser Kolom K2

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

$$\text{Tulangan Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$P_u = 4.226,84 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 161,75 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 146,89 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{4.226,84}{14 \cdot 562.500} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 736 = 346,82 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 686}{40} = 113,14 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 346,82 + 113,14 = 518,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{uX} = 459,96 \text{ kN} > 161,75 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Geser Arah y

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{4.226,84}{14 \cdot 562.500} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 736 = 346,82 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 686}{40} = 113,14 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 346,82 + 113,14 = 518,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UY} = 459,96 \text{ kN} > 146,89 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Pengekangan Kolom (Confinement)

$$\text{Luas kolom } (A_g) = b \times h = 750 \times 750 = 562.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar inti } (b_c) = b - (2 \times s + d_s) = 750 - (2 \times 40 + 13) = 657 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi inti } (h_c) = b - (2 \times s + d_s) = 750 - (2 \times 40 + 13) = 657 \text{ mm}$$

$$\text{Luas inti } (A_{ch}) = b_c \times h_c = 657 \times 657 = 431.649 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang arah-x (arah lebar kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29,05 \times 750}{400} \right) \times \left(\frac{562.500}{400 - 1} \right) = 4,34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29,05 \times 750}{400} \right) = 4,29 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100} =$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 4,29 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.456,87 < V_{maks} = 1.848,70 \text{ **Ok!**}$$

Tulangan Sengkang arah-y (arah tinggi kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29.05 \times 750}{400} \right) \times \left(\frac{640.000}{400 - 1} \right) = 4,34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29.05 \times 750}{400} \right) = 4,29 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

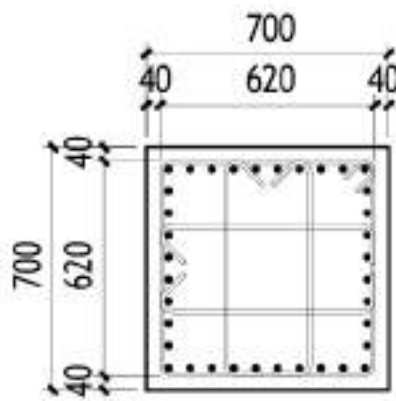
Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100} =$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 4,62 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.456,87 < V_{maks} = 1.848,70 \text{ **Ok!**}$$

Kolom K3



Gambar 4.29 Deail Kolom K3

Sumber : Hasil Analisis, 2025

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

Selimut beton (s)	=	40 mm
Sengkang (d_{sk})	=	13 mm
Tul. long(dt)	=	22 mm
Σ Tul. Arah X	=	10 buah
Σ Tul. Arah Y	=	10 buah

$$d' = \frac{s + d_{sk} + d_t}{2} = \frac{40 + 13 + 22}{2} = 64 \text{ mm}$$

$$d_{x=y} = h - d' = 700 - 64 = 636 \text{ mm}$$

$$\text{spasi tulangan arah } x = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah } x - 1} = \frac{750 - 2 \times 64}{10 - 1} = 63,56$$

$$\text{min spasi arah } x = \text{spasi tulangan arah } x - d_t = 63,56 - 22 = 41,56$$

$$\text{spasi tulangan arah } y = \frac{b - 2 d'}{\Sigma \text{ tulangan arah } y - 1} = \frac{800 - 2 \times 64}{10 - 1} = 63,56$$

$$\text{min spasi arah } y = \text{spasi tulangan arah } y - d_t = 69,11 - 22 = 41,56$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. \left(\Sigma (\text{Tulangan } x - 2) + \Sigma (\text{Tulangan } y - 2) \right) + 4$$

$$\Sigma \text{ Tulangan} = 2. ((10 - 2) + (10 - 2)) + 4 = 36 \text{ buah}$$

$$A_{st} = \frac{\Sigma \text{ tulangan } \times \pi \times d_t^2}{4}$$

$$A_{st} = \frac{36 \times 3,14 \times 22^2}{4} = 13.684,8 \text{ mm}^2$$

$$0,1 \times A_g \times f'_c = 0,1 \times 700 \times 700 \times 29,05 = 1.423.450 \text{ kN}$$

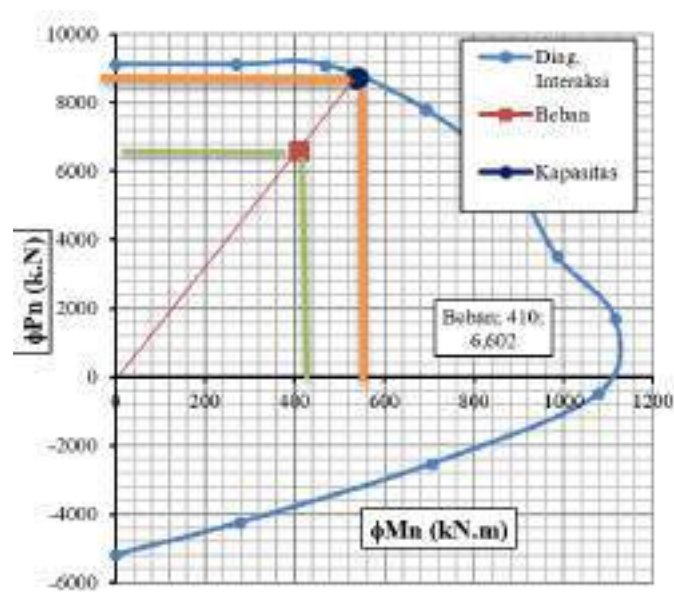
Tabel 4.31 menyajikan data diagram interaksi Kolom K1 arah y, mencakup variasi nilai ϕP_n (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕM_n (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis

Tabel 4.31 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	9.104,4	0	410,18	6.602,19	8.687	540	0,760
2	9.104,4	268,01					
3	9.098,5	468,62					
4	7.790,2	691,41					
5	5.882,4	875,46					
6	3.508,8	985,3					
7	1.702,7	1.114,5					
8	-482,4	1.077,2					
9	-2.525	705,78					
10	-4.235	278,43					
11	-5.172	0					

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Tabel 2.31, tergambar pada Point 1 dengan beban aksial maksimum 9.104,4 kN dan momen nol, hingga kondisi tarik murni pada Titik 11 dengan beban aksial -5.172 kN dan momen nol. Pada Gambar 4.30 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.

**Gambar 4.30 Diagram Interaksi Kolom K3 arah x**

Sumber : Hasil Analisis, 2025

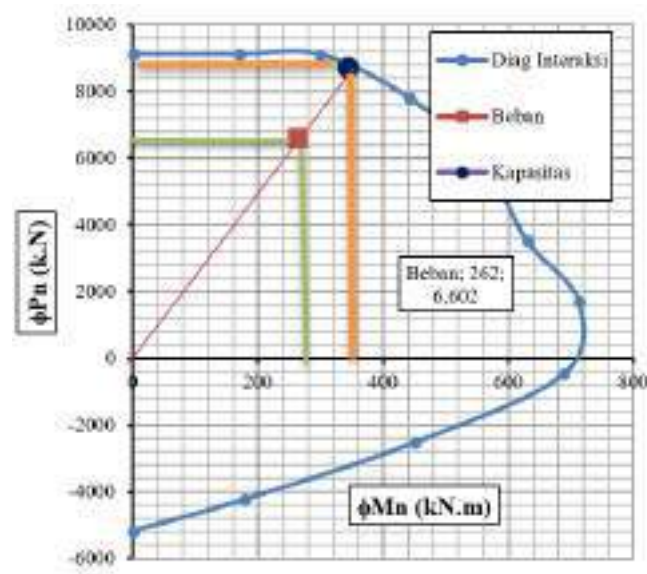
Tabel 4.32 menyajikan data diagram interaksi Kolom K1 arah y, mencakup variasi nilai ϕP_n (kapasitas aksial terfaktor) dan ϕM_n (kapasitas momen terfaktor) pada beberapa titik kritis

Tabel 4.32 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	9.104,4	0	262,24	6.602,19	8.687	345	0,760
2	9.104,4	171,34					
3	9.098,5	299,6					
4	7.790,2	442,03					
5	5.882,4	559,7					
6	3.508,8	629,92					
7	1.702,7	712,54					
8	-482,4	688,69					
9	-2.525	451,21					
10	-4.235	178					
11	-5.172	0					

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Pada Gambar 4.32 dapat dilihat bagaimana diagram interaksi kolom tervisualisasikan.



Gambar 4.31 Diagram Interaksi Kolom K3 arah y

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Kapasitas Geser Kolom K3

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

$$\text{Tulangan Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$P_u = 6.602,19 \text{ kN}$$

$$V_{u-x} = 193,76 \text{ kN}$$

$$V_{u-y} = 162,08 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Geser Arah x

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{6.602,19}{14 \cdot 490.000} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 636 = 300,23 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 636}{40} = 89,91 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 300,23 + 89,91 = 390,14 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UX} = 390,14 \text{ kN} > 193,76 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Geser Arah y

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

$$\phi V_c = 0,75 \left(1 + \frac{6.602,19}{14 \cdot 490.000} \right) \frac{\sqrt{29,05}}{6} x 400 x 636 = 300,23 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Terpasang D10-100

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

$$\phi V_s = \phi x \frac{A_v x f_y x d_x}{s} = 0,75 x \frac{78,54 x 280 x 636}{40} = 89,91 \text{ kN}$$

Kontrol :

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

$$\phi V_n = 300,23 + 89,91 = 390,14 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_{UY} = 390,14 \text{ kN} > 162,08 \text{ kN} \text{ **Ok!**}$$

Pengekangan Kolom (Confinement)

$$\text{Luas kolom } (A_g) = b \times h = 700 \times 700 = 490.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar inti } (b_c) = b - (2 \times s + d_s) = 700 - (2 \times 40 + 13) = 607 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi inti } (h_c) = b - (2 \times s + d_s) = 700 - (2 \times 40 + 13) = 607 \text{ mm}$$

$$\text{Luas inti } (A_{ch}) = b_c \times h_c = 607 \times 607 = 368.449 \text{ mm}^2$$

Tulangan Senggang arah-x (arah lebar kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29.05 \times 700}{400} \right) \times \left(\frac{490.000}{400 - 1} \right) = 4,36 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29.05 \times 700}{400} \right) = 3.97 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100} =$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 3,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.350,68 < V_{maks} = 1.599,69 \text{ **Ok!**}$$

Tulangan Sengkan arah-y (arah tinggi kolom)

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{f_{yh} - 1} \right)$$

$$A_{sh1}/s_x = 0,3 \times \left(\frac{29.05 \times 700}{400} \right) \times \left(\frac{490.000}{400 - 1} \right) = 4,36 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{f'_c \times h_c}{f_{yh}} \right)$$

$$A_{sh2}/s_x = 0,09 \times \left(\frac{29.05 \times 700}{400} \right) = 3,97 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Gunakan Tulangan Geser 4D13-100

Kontrol

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right)}{100} =$$

$$A_v/s_x = 4 \times \frac{\left(\frac{\pi \times 13^2}{4} \right)}{100} = 5,31 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{sh1}/s_x = 3,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ **Ok!**}$$

$$V_s = 1.350,68 < V_{maks} = 1.599,69 \text{ **Ok!**}$$

4.6.3 Komponen struktur Pelat

Pelat Lantai

Data Material

Beton :

$$f_c = 29,05 \text{ MPa}$$

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

Baja Tulangan :

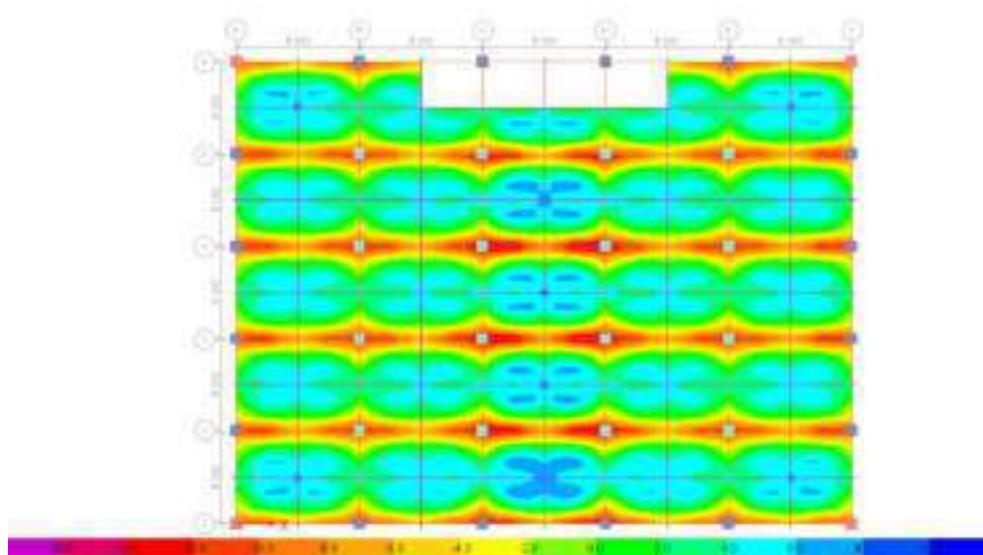
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

Penulangan

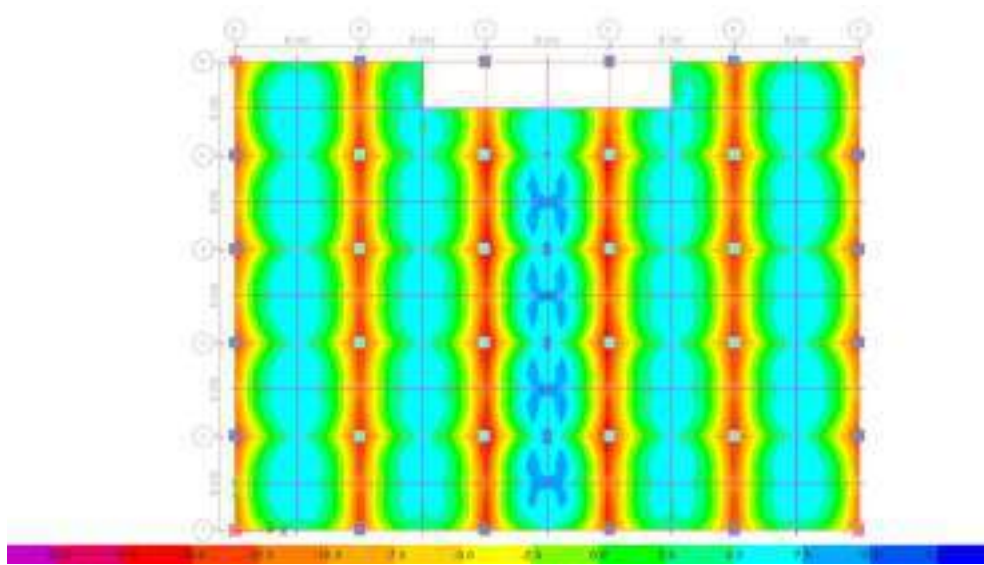
$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 130 \text{ mm} \\
 d' &= \frac{s + d_s}{2} \\
 d' &= \frac{20 + 10}{2} = 15 \text{ mm} \\
 S &= 20 \text{ mm} \\
 d_s &= 10 \text{ mm} \\
 d &= 105 \text{ mm} \\
 f_c &= 29,05 \text{ MPa} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \rho_b &= 0,051 \\
 \beta_1 &= 0,84 \\
 \phi &= 0,9 \\
 A_{S_{\text{Min}}} &= 189 \text{ mm}^2 \\
 A_{S_{\text{Max}}} &= 3.989,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.32 Diagram Momen Plat Lantai 2 (Arah x)

$$M_{tp} = 16,7 \text{ kN.m} \quad M_{lp} = 7,7 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.33 Diagram Momen Plat Lantai 2 (Arah y)

$M_{tp} = 16,5 \text{ kN.m}$ $M_{lp} = 8,2 \text{ kN.m}$

Penulangan Tumpuan

$$M_u = 16,72 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 18.578.889 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 105 - \sqrt{150^2 - \frac{2 \times 18.578.889}{0,85 \times 30 \times 1000}} = 7,43 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} = \frac{18.578.889}{420 \times (105 - (\frac{7,43}{2}))} = 458,55 \text{ mm}^2$$

kontrol :

$$189 < 458,55 < 2.457,41 \text{ Memenuhi}$$

Diameter Tulangan yang dipakai :

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

Dipakai Tulangan D10-150

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

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,60 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 1000} = 8,91 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = 0,9 \times 523,60 \times 420 \left(105 - \frac{8,91}{2} \right) \times 10^{-6} = 22,27 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 22,27 \text{ kN.m} > M_u = 16,72 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

Penulangan Lapangan

$$M_u = 8.15 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 9.055.556 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 105 - \sqrt{150^2 - \frac{2 \times 9.055.556}{0,85 \times 30 \times 1000}} = 3,55 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = \frac{9.055.556}{420 \times \left(105 - \left(\frac{3,55}{2} \right) \right)} = 208,88 \text{ mm}^2$$

kontrol :

$$189 < 208,88 < 2.294,50 \quad \textbf{Memenuhi}$$

Diameter Tulangan yang dipakai :

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

Dipakai Tulangan D10-150

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

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,60 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 1000} = 8,91 \text{ mm}$$

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

$$\phi M_n = 0,9 \times 523,60 \times 420 \left(105 - \frac{8,91}{2} \right) \times 10^{-6} = 22,27 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 22,27 \text{ kN.m} > M_u = 8,15 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

Dag. Atap

- Data Material

Beton :

$$f_c = 29,05 \text{ MPa}$$

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

Baja Tulangan :

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

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

- Penulangan

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$d' = 15 \text{ mm}$$

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

$$d_s = 10 \text{ mm}$$

$$d = 75 \text{ mm}$$

$$f_c = 29,05 \text{ MPa}$$

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

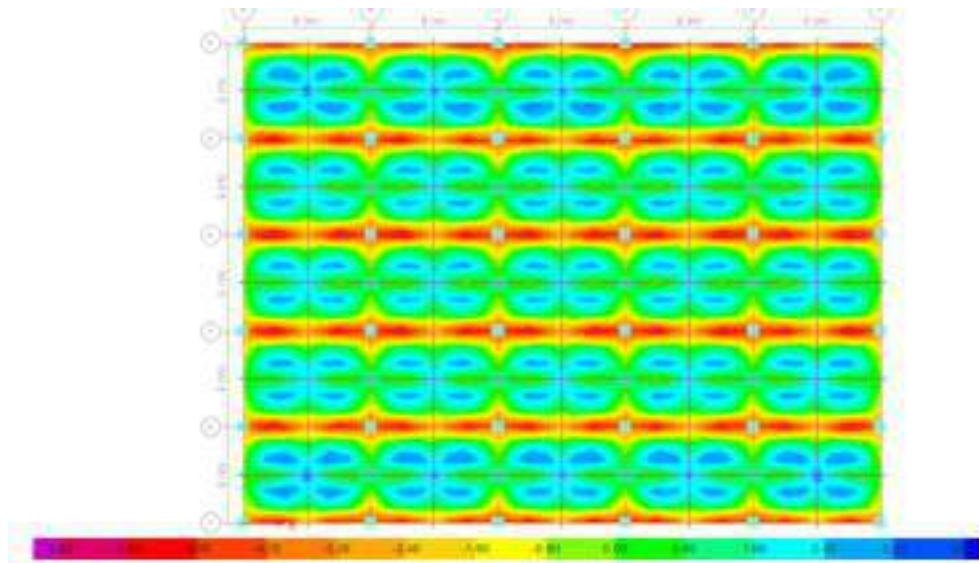
$$\beta_1 = 0,84$$

$$\phi = 0,9$$

$$\rho_b = 0,03121$$

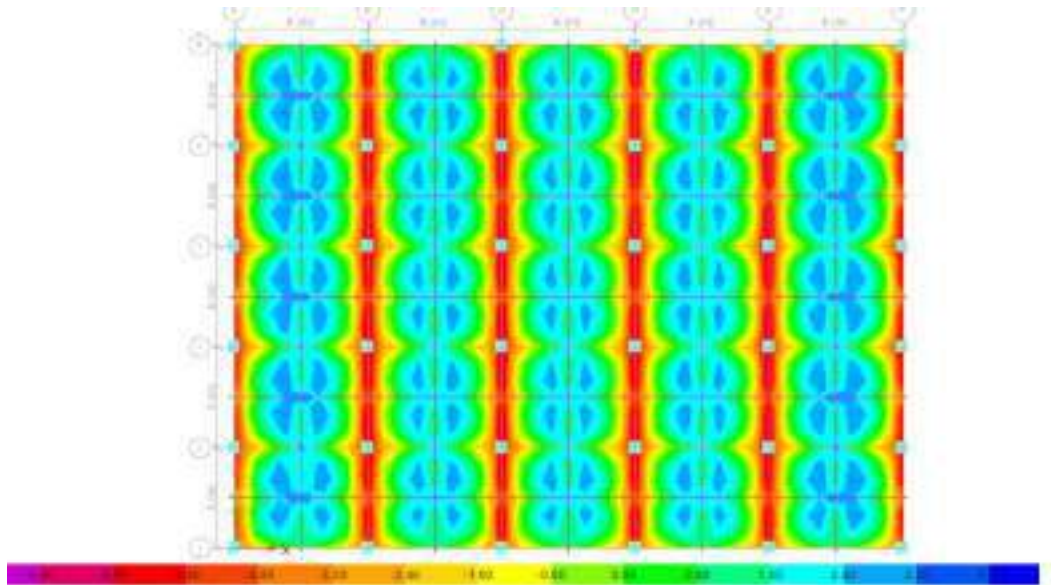
$$A_{S_{Min}} = 135 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{Max}} = 1.755.29 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.34 Diagram Momen Dag. Atap (Arah x)

$$M_{tp} = 5,4 \text{ kN.m} \quad M_{lp} = 2,7 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.35 Diagram Momen Dag. Atap (Arah y)

$$M_{tp} = 5,1 \text{ kN.m} \quad M_{lp} = 2,7 \text{ kN.m}$$

Penulangan Tumpuan

$$M_u = 5,40 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 6.002.222 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 105 - \sqrt{150^2 - \frac{2 \times 6.002.222}{0,85 \times 30 \times 1000}} = 3,31 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y(d - \alpha/2)} = \frac{6.002.222}{420 \times (105 - (\frac{3,31}{2}))} = 194,85 \text{ mm}^2$$

kontrol :

$$135 < 204,59 < 1.755,29 \text{ Memenuhi}$$

Diameter Tulangan yang dipakai :

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

Dipakai Tulangan D10-150

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

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,60 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 1000} = 8,91 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = 0,9 \times 75 \times 420 \left(105 - \frac{8,91}{2} \right) \times 10^{-6} = 22,27 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 16,13 \text{ kN.m} > M_u = 5,4 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

Penulangan Lapangan

$$M_u = 2,75 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 3.055.556 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{0,85f'_c b}} = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \times 3.055.566}{0,85 \times 30 \times 1000}} = 3,31 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_n}{f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = \frac{9.055.556}{420 \times \left(105 - \left(\frac{3,55}{2} \right) \right)} = 99,19 \text{ mm}^2$$

kontrol :

$$135 > 99,19 \text{ Pakai Tulangan Minimum}$$

Diameter Tulangan yang dipakai :

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

Dipakai Tulangan D10-150

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

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{523,60 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 1000} = 8,91 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = 0,9 \times 75 \times 420 \left(105 - \frac{8,91}{2} \right) \times 10^{-6} = 16,13 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 16,13 \text{ kN.m} > M_u = 2,75 \text{ kN.m} \quad \textbf{Memenuhi}$$

4.7 Analisa Struktur Non-Linear

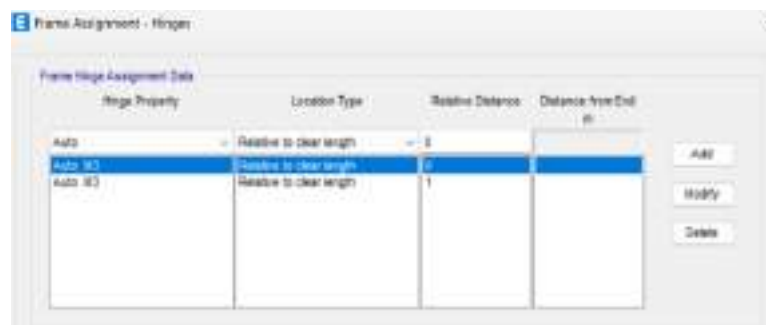
Berdasarkan data hasil perancangan struktur dapat dievaluasi bahwa beban gempa berpengaruh pada kolom portal tepi sedangkan beban gravitasi berpengaruh pada kolom portal Tengah. Analisa struktur pada kondisi inelastic (pasca elastic) diperlukan untuk mengetahui perilaku struktur pada saat terjadi gempa. Pada tugas akhir ini Analisa non-linear dilakukan dengan metode Analisa statik *pushover* dengan bantuan *software* ETABS.

4.7.1 Permodelan Sendi Plastis

Permodelan sendi plastis pada *software* ETABS dilakukan secara manual dengan memberikan titik-titik sendi plastis pada komponen yang diizinkan untuk mengalami sendi plastis. Komponen tersebut adalah sebagai berikut :

1. Balok

Sendi Plastis pada balok terjadi pada arah lenturnya sehingga sendi plastis di definisikan sebagai default-M3-0 dan default M3-1 seperti yang terlihat pada Gambar 36.



Gambar 4.36 Permodelan Sendi Plastis pada Balok

Sumber : Hasil Analisis, 2025

2. Kolom

Sendi plastis pada kolom terjadi pada bagian ujung-ujung kolom akibat adanya interaksi anatara gaya lentur dan tekan pada kedua arah bekerjanya beban gempa, sehingga sendi plastis di definisikan sebagai default-PMM-0 dan default-PMM-1 seperti yang terlihat pada Gambar 4.37.

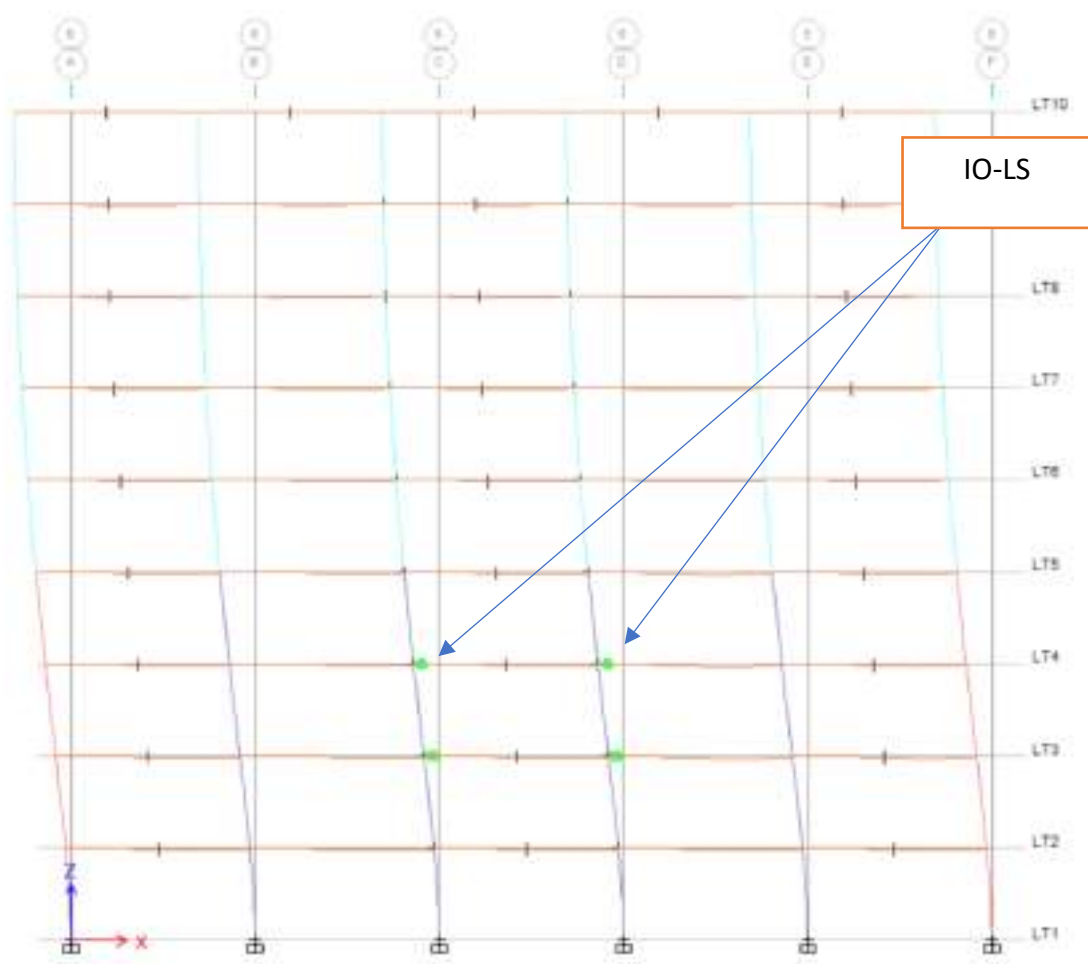


Gambar 4.37 Permodelan Sendi Plastis pada Kolom

Sumber : Hasil Analisis, 2025

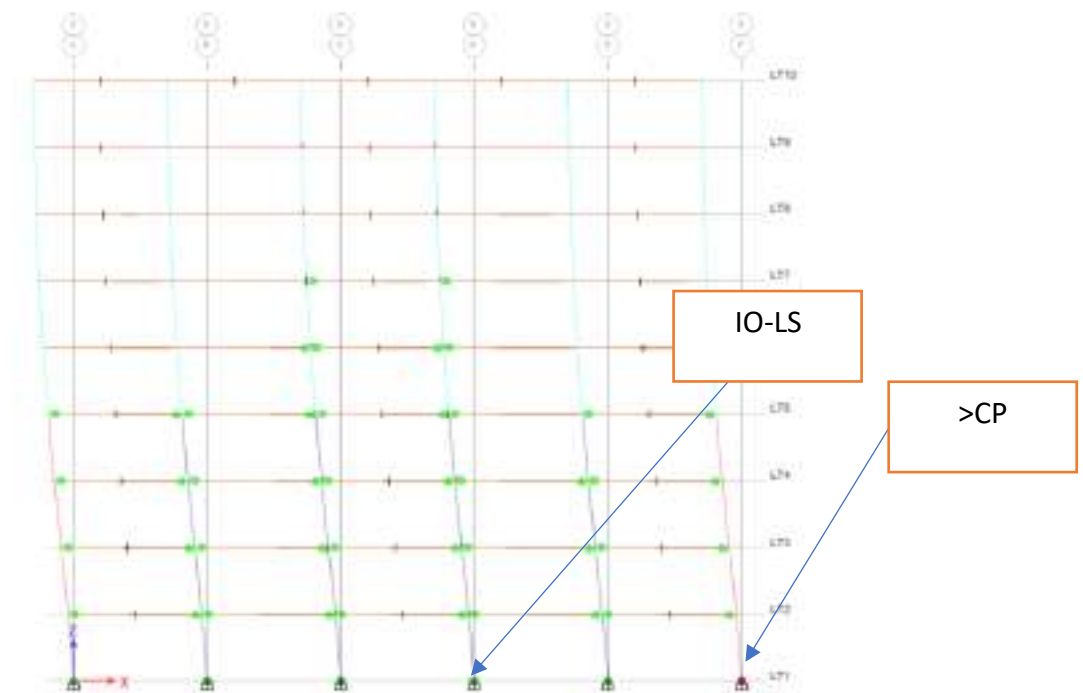
4.7.2 Distribusi Sendi Plastis

Sendi plastis akan mengalami peningkatan batas kapasitas balok dan kolom sesuai dengan jauhnya perpindahan yang terjadi. Distribusi sendi plastis akibat push x mulai muncul pada Mode 6 (lihat Gambar 4.38) dan menunjukkan level kinerja IO-LS, sedangkan level kinerja >CP muncul pada step 10 di mode 6 (lihat Gambar 4.39) dan pada push y sendi plastis mulai muncul pada step 6 dan menunjukkan level kinerja IO-LS (lihat pada Gambar 4.40), sedangkan pada step 12 struktur mencapai level kinerja >CP (lihat pada Gambar 4.41).



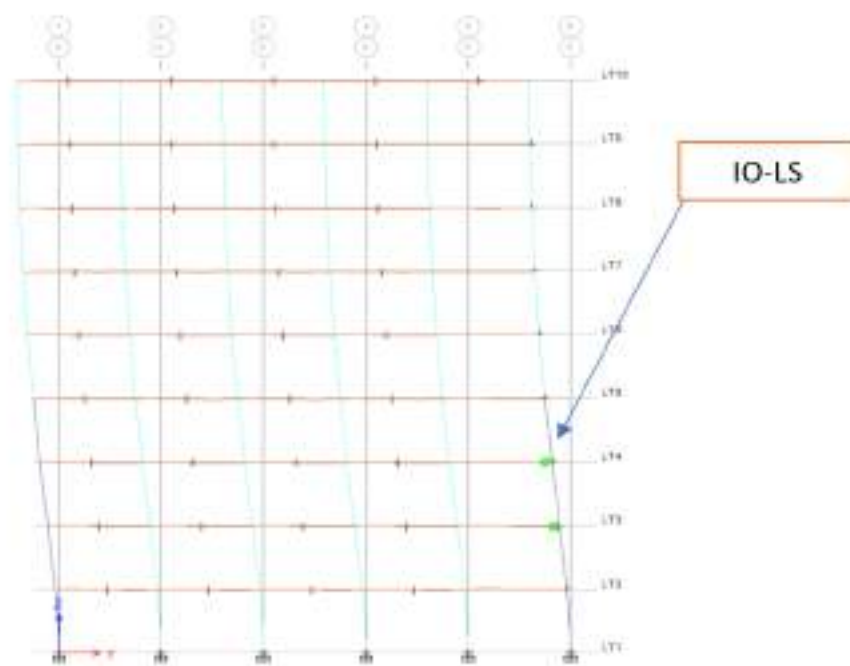
Gambar 4.38 Sendi plastis Step 6 kolom dan balok arah x

Sumber : Hasil Analisis, 2025



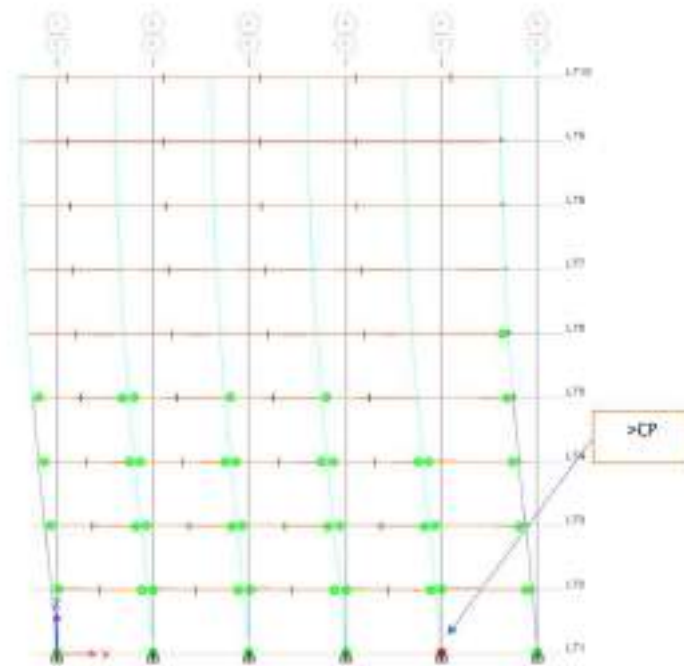
Gambar 4.39 Sendi plastis Step 10 kolom dan balok arah x

Sumber : Hasil Analisis, 2025



Gambar 4.40 Sendi pastis Step 6 pada kolom dan balok arah y

Sumber : Hasil Analisis, 2025



Gambar 4.41 Sendi plastis Step 12 pada kolom dan balok arah y

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Pada Tabel 4.32 dapat dilihat hasil distribusi jumlah sendi plastis yang terjadi pada setiap perpindahan akibat beban Push-x dan pada Tabel 4.33 dapat dilihat hasil distribusi jumlah sendi plastis yang terjadi pada setiap perpindahan akibat beban Push-y

Tabel 4.33 Distribusi Jumlah Sendi Plastis akibat beban Push-x

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	kN										
0	0	0	1728	0	0	0	0	1728	0	0	0	1728
1	-0.059	4656.2088	1728	0	0	0	0	1728	0	0	0	1728
2	-0.071306	5627.3587	1726	2	0	0	0	1728	0	0	0	1728
3	-0.13092	9847.0641	1552	176	0	0	0	1728	0	0	0	1728
4	-0.193633	13345.949	1399	329	0	0	0	1728	0	0	0	1728
5	-0.252783	16368.0115	1345	383	0	0	0	1728	0	0	0	1728
6	-0.312332	19269.5067	1288	440	0	0	0	1720	4	0	4	1728
7	-0.396401	22620.7207	1272	456	0	0	0	1693	30	0	5	1728
8	-0.458895	25026.113	1230	498	0	0	0	1621	102	0	5	1728
9	-0.518245	27256.0584	1222	506	0	0	0	1556	166	0	6	1728
10	-0.59	29965.8567	1214	514	0	0	0	1494	228	0	6	1728

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Tabel 4.34 Distribusi Jumlah Sendi Plastis akibat beban Push-y

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	kN										
0	0	0	1728	0	0	0	0	1728	0	0	0	1728
1	-0.059	5624.7108	1728	0	0	0	0	1728	0	0	0	1728
2	-0.06185	5896.4594	1722	6	0	0	0	1728	0	0	0	1728
3	-0.120918	10455.5245	1442	286	0	0	0	1728	0	0	0	1728
4	-0.184315	14349.7849	1368	360	0	0	0	1728	0	0	0	1728
5	-0.244952	17896.6508	1320	408	0	0	0	1728	0	0	0	1728
6	-0.306465	21325.8873	1286	442	0	0	0	1724	4	0	0	1728
7	-0.416132	26327.629	1242	486	0	0	0	1652	76	0	0	1728
8	-0.475132	29012.2634	1242	486	0	0	0	1552	176	0	0	1728
9	-0.542193	32028.5359	1238	490	0	0	0	1482	244	0	2	1728
10	-0.586215	34002.9353	1212	514	2	0	0	1458	268	0	2	1728
11	-0.586221	33667.141	1210	516	0	2	0	1456	268	2	2	1728
12	-0.59	33903.225	1210	516	0	2	0	1456	268	2	2	1728

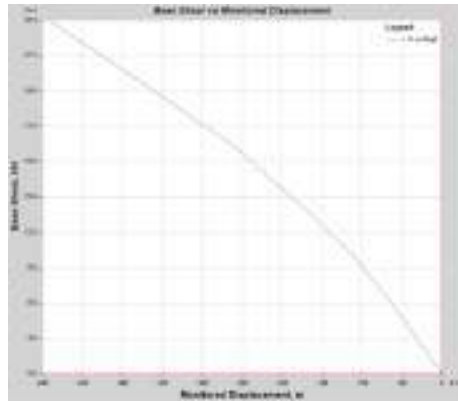
Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan pada Tabel 4.32 dan Tabel 4.33, distribusi sendi plastis yang terjadi pada kolom mengalami peningkatan selaras dengan gaya geser dasar yang meningkat dan perpindahan yang terjadi. Nilai yang tertera pada kolom kinerja menunjukkan jumlah sendi plastis yang terjadi pada kolom atau balok. Pada step 6 pada arah x, sudah terdapat komponen struktur yang melewati kapasitas elastis dan berada pada Tingkat kinerja IO-LS dan pada step 6 pada arah y sudah terdapat komponen struktur yang melewati kapasitas elastis dan berada pada Tingkat kinerja IO-LS. Pada level kinerja ini komponen struktur mengalami kerusakan ringan. Kemudian pada step 6 pada arah x sudah terdapat komponen yang mengalami kinerja >CP yang menandakan bahwa komponen struktur mengalami kerusakan berat, sedangkan pada step 9 pada arah y sudah terdapat komponen yang mengalami kinerja >CP yang menandakan bahwa komponen struktur mengalami kerusakan berat

4.7.3 Level Kinerja FEMA 440

Berdasarkan hasil Analisa struktur dengan menggunakan *software* ETABS, didapatkan data respon struktur yang mencakup gaya geser (*base shear*) dan

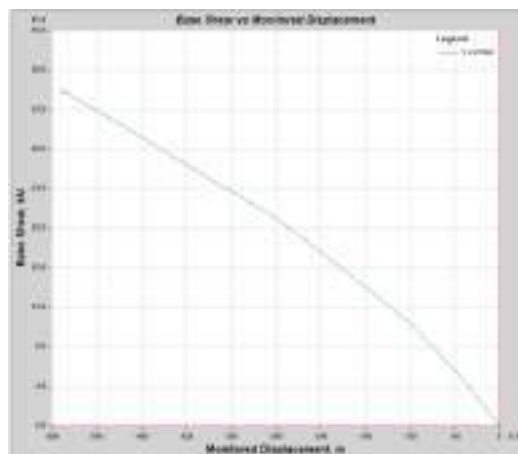
displacement dengan kontrol perpindahan sebesar 0,59 m. kontrol perpindahan 0,59 m menunjukkan batas maksimal pergerakan lateral yang dapat di capai oleh struktur. Hasil *run* dari *software* ETABS didapatkan Kurva kapasitas arah x yang dapat dilihat pada Gambar 4.42 dan kurva kapasitas arah y yang dapat dilihat pada Gambar 4.43.



Gambar 4.42 Kurva analisis *pushover* pada arah x

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan Kurva kapasitas diatas di dapatkan bahwa *base shear* meningkat seiring dengan bertambahnya *displacement* yang terkontrol, dimulai dari 0 hingga tercapai base shear 29.965,8567 kN pada perpindahan terkontrol 0,59 m.

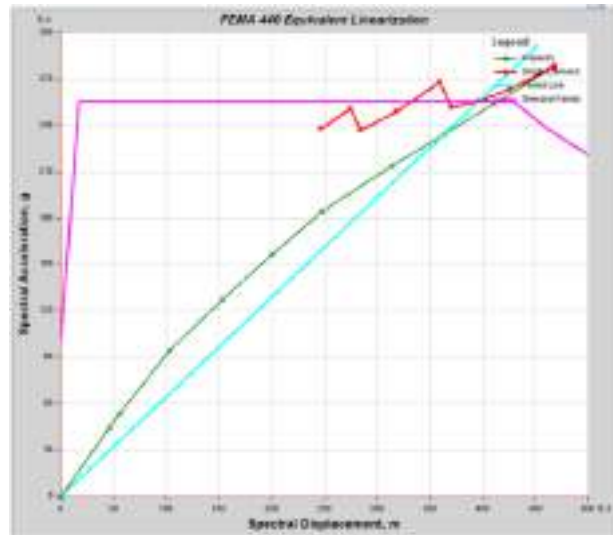


Gambar 4.43 Kurva analisis *pushover* pada arah y

Sumber : ETABS, 2025

Berdasarkan Kurva kapasitas diatas di dapatkan bahwa *base shear* meningkat seiring dengan bertambahnya *displacement* yang terkontrol, dimulai dari 0 hingga tercapai base shear 33.903,225 kN pada perpindahan 0,59 m.

Berdasarkan metode FEMA 440 dengan bantuan *Software* ETABS didapatkan data-data *performance point* untuk arah X yang dapat dilihat pada Tabel 4.44 dan kurva perpindahan spectral FEMA 440 dapat dilihat pada Gambar 4.45



Gambar 4.44 Kurva Perpindahan Spektal arah x

Sumber : Hasil analisis,2025

Gambar 4.44 memperlihatkan hubungan antara *displacement* dan *sa* yang menghasilkan nilai *performance point* yang dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35 Performance Point Arah x

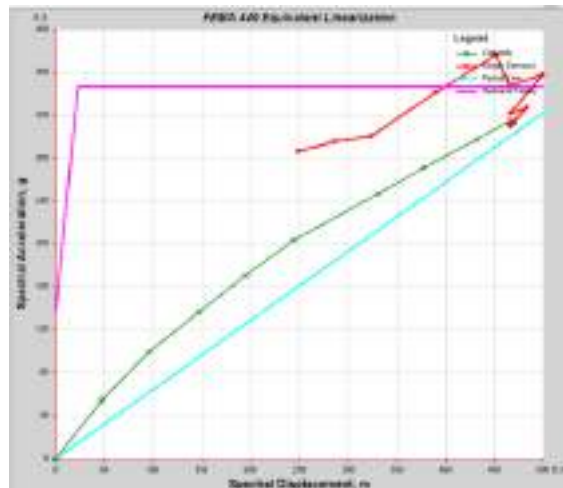
Performance Point	Nilai
<i>Shear (V)</i>	29.937,1778 kN
<i>Displacement (δ)</i>	0,589241 m
<i>Sa</i>	0,278008 g
<i>Sd</i>	0,467424m
<i>T secant</i>	2,602sec.
<i>T effective</i>	3,434 sec.
<i>Ductility Ratio</i>	3,588681
<i>Dumpling Ratio (β_{eff})</i>	0,1875
<i>Modification Factor (M)</i>	1,742608

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan pada Tabel 4.30 diperoleh nilai gaya geser sebesar 29.937,1778 kN dengan perpindahan sebesar 0,589 m dan jatuh pada *step* 10. Hal ini menandakan struktur yng dirancang memiliki Tingkat kinerja > CP.

Pada Analisa linear dengan persamaan 2.11 diperoleh gaya geser sebesar 2.911,92 kN. Hasil Analisa linear memiliki nilai yang lebih rendah dibandingkan

dengan Analisa non-linear yang menunjukkan bahwa struktur yang dirancang memiliki daktilitas yang tinggi



Gambar 4.45 Kurva Perpindahan Spektal arah y

Sumber : Hasil analisis,2025

Gambar 4.45 memperlihatkan hubungan antara *displacement* dan *sa* yang menghasilkan nilai *performance point* yang dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36 Performance Point Arah y

Performance Point	Nilai
<i>Shear (V)</i>	33.669,2518 kN
<i>Displacement (δ)</i>	0, 586221 m
<i>Sa</i>	0,311521 g
<i>Sd</i>	0,466282m
<i>T secant</i>	2,455 sec.
<i>T effective</i>	3,161 sec.
<i>Ductility Ratio</i>	4,185718
<i>Dumpling Ratio (β_{eff})</i>	0,2002
<i>Modification Factor (M)</i>	1,658506

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan pada Tabel 4.31 diperoleh nilai gaya geser sebesar 33.669,2518 kN dan perpindahan sebesar 0,586 m jatuh pada step 12. Hal ini menandakan struktur yng dirancang memiliki Tingkat kinerja > CP.

Pada Analisa linear dengan persamaan 2.11 diperoleh gaya geser sebesar 2.911,92 kN. Hasil Analisa linear memiliki nilai yang lebih rendah dibandingkan dengan Analisa non-linear yang menunjukkan bahwa struktur yang dirancang memiliki daktilitas yang tinggi

Tabel 4.37 Data Simpangan pada Atap

Lokasi	Perpindahan (mm)		Perpindahan (mm)	
	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
Lantai 10	50,724	4,135	2,255	42,48

Sumber : Hasil Analisis, 2025

Berdasarkan tabel 4.31 dari Analisa linear diperoleh perpindahan pada atap sebesar 50,724 mm arah x dan arah y sebesar 42,48 mm. Dibandingkan dengan *displacement* hasil non-linear arah x sebesar 589 mm, maka diperoleh nilai perbandingan sebesar 0,01 dan apabila dibandingkan dengan *displacement* hasil non-linear arah x sebesar 586 mm, maka diperoleh nilai perbandingan sebesar 0,01.

4.7.4 Pembahasan

Pada sub-bab ini akan membahas mengenai hasil analisis struktur sesuai dengan SNI 1726-2019, perancangan komponen struktur bertulang sesuai dengan ketentuan dari SNI 2847-2019, dan tingkat kinerja struktur yang diperoleh dengan melakukan analisis *pushover* berdasarkan FEMA 440.

1. Analisis pembebanan

- a. Berdasarkan hasil analisis diperoleh nilai pada beban terencana sebagai berikut :
 - Beban mati (*Dead load*) sebesar 79.909,001 kN, dihitung berdasarkan jenis material struktural.
 - Beban mati Tambahan (*Super imposed dead load*) sebesar 43.320,8 kN, dihitung berdasarkan jenis material non-struktural.
 - Beban hidup (*Live load*) sebesar 22.008,96 kN, mengacu pada fungsi ruang bangunan yang tertera dalam SNI 1727-2020
- b. Pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.2 untuk waktu alami getar struktur (T) tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas periode yang dihitung. Berdasarkan Analisa getar bebas diperoleh beban gempa dengan periode ragam getar dan frekuensi, $T_{cx} = 1,58$ sec. dan $T_{cy} = 1,46$ sec. Nilai maksimum $C_u.T_a = 1,641$ sec. sehingga digunakan $T_{cx} = 1,58$ sec. dan $T_{cy} = 1,46$ sec.

2. Rasio Model Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, analisis harus mencakup ragam terkombinasi hingga 100%. Namun, terdapat pengecualian di mana analisis diperbolehkan menggunakan jumlah ragam minimum asalkan mencapai partisipasi massa terkombinasi minimal 90% dari massa aktual untuk setiap arah horizontal ortogonal yang ditinjau. Dari hasil evaluasi, analisis ini telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan. Pada mode ke-6 nilai partisipasi massa $\geq 90\%$, dengan modal respon spektrum 1 bertranslasi ke arah sumbu-x, modal respon spektrum 2 bertranslasi ke arah sumbu-y, dan modal respon spektrum 2 bertranslasi ke arah sumbu-z (rotasi).

3. *Base shear*

Hasil analisis *base shear* setelah koreksi menunjukkan nilai $V_{ny} = 100\%$ dan $V_{nx} = 100\%$. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.4.1, jika digunakan nilai $>100\%$ V_n untuk kedua arah (x dan y), serta periode struktur yang diperoleh memenuhi persyaratan, maka peninjauan ragam getar (*modal response*) memenuhi ketentuan yang berlaku.

4. *Story Drift*

Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai simpangan antar tingkat (*drift*) pada sumbu arah-x dan arah-y masih berada di bawah batas yang diizinkan berdasarkan SNI 1726. Dengan demikian, struktur dapat dinyatakan aman terhadap persyaratan simpangan antar lantai.

5. Ketidak beraturan struktur vertikal

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan struktur vertikal arah sumbu-x dan arah sumbu-y didapatkan bahwa pada lantai 5,6,7,8,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1a dan pada lantai 6,7,8,9, dan 10 tidak memenuhi persyaratan tipe 1b, sehingga dapat dinyatakan bahwa struktur memiliki ketidak beraturan vertikal 1a dan 1b. Berdasarkan pasal 7.7.3 mengenai permodelan struktur. Apabila struktur memiliki ketidak beraturan

maka perlu dilakukannya Analisa dinamika 3D dengan memperhitungkan kekakuan diafragma, untuk elemen beton digunakan penampang retak, dan perhitungan P-Delta ikut diperhitungkan.

6. Ketidak beraturan Struktur Horizontal

Berdasarkan Tabel 4.20, struktur tidak mengalami ketidak beraturan horizontal tipe 1a dan 1b serta nilai torsi tak terduga maksimum arah X adalah 1,08 dan arah Y adalah 1,00 sehingga ketidak beraturan horizontal tidak terjadi.

7. Hasil desain komponen struktur

Berdasarkan hasil desain komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847-2019. Berikut ini adalah pembahasan yang dapat dilihat pada tabel-tabel dibawah ini.

Tabel 4.38 Analisa Komponen Struktur Lentur (Balok) 40x70

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Kapasitas Lentur			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	509,10	375,96	Ok
Lapangan	348,69	187,98	Ok
Kapasitas geser			
Geser	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
Nilai	563,6016	61,0401	OK

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan ETABS pada Tabel 4.38, dapat disimpulkan bahwa komponen struktur memenuhi persyaratan kekuatan baik dalam hal kapasitas lentur maupun kapasitas geser. Pada Tumpuan Kapasitas momen nominal terfaktor (ϕM_n) sebesar 509,10 kN.m lebih besar daripada momen ultimate (M_u) yang terjadi sebesar 375,96 kN.m. Dengan demikian, kekuatan lentur pada tumpuan memenuhi syarat ($\phi M_n \geq M_u$) dan pada Kapasitas momen nominal terfaktor (ϕM_n) sebesar 348,69 kN.m juga melebihi momen ultimate (M_u) sebesar 187,98 kN.m, sehingga kekuatan lentur di lapangan aman. Nilai geser nominal terfaktor (ϕV_n) sebesar 563,60 kN jauh lebih tinggi dibandingkan gaya

geser ultimate (V_u) sebesar 61,04 kN. Hal ini menunjukkan bahwa elemen struktur memiliki kapasitas geser yang sangat memadai ($\phi V_n > V_u$).

Tabel 4.39 Analisa Komponen Struktur Lentur (Balok) 30x50

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Kapasitas Lentur			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	175,30	47,60	Ok
Lapangan	440,68	23,80	Ok
Kapasitas geser			
	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
Nilai	223,23	33,115	OK

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan ETABS pada Tabel 4.39, dapat disimpulkan bahwa komponen struktur memenuhi persyaratan kekuatan baik dalam hal kapasitas lentur maupun kapasitas geser. Pada Tumpuan Kapasitas momen nominal terfaktor (ϕM_n) sebesar 175,30 kN.m lebih besar daripada momen ultimate (M_u) yang terjadi sebesar 47,60 kN.m. Dengan demikian, kekuatan lentur pada tumpuan memenuhi syarat ($\phi M_n \geq M_u$) dan pada Kapasitas momen nominal terfaktor (ϕM_n) sebesar 440,68 kN.m juga melebihi momen ultimate (M_u) sebesar 23,80 kN.m, sehingga kekuatan lentur di lapangan aman. Nilai geser nominal terfaktor (ϕV_n) sebesar 223,23 kN jauh lebih tinggi dibandingkan gaya geser ultimate (V_u) sebesar 33,115 kN. Hal ini menunjukkan bahwa elemen struktur memiliki kapasitas geser yang sangat memadai ($\phi V_n > V_u$).

Tabel 4.40 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K1

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1 \times A_g \times f'_c$ (kN)	P_u (kN)	$0,1 \times A_g \times f'_c < P_u$
	1.859,200	3.188,05	OK
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	518,22	161,79	OK
y	518,22	102,72	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks} (kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.563,06	2.115,68	OK
y	1.563,06	2.115,68	Ok

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Hasil analisis pada Tabel 4.40 menunjukkan kolom memenuhi semua persyaratan desain. Kapasitas aksial (1.859.200 kN) jauh melebihi beban *ultimate* (3.188,05 kN). Pada geser, $\phi V_n > V_u$ di kedua arah (x: 518,22 > 161,79 kN; y: 518,22 > 102,72 kN). Kekuatan *confinement* ($V_s < V_{maks}$) juga terpenuhi di kedua arah (1.563,06 < 2.115,68 kN). Kolom ini aman dan memenuhi standar untuk semua kondisi pembebanan.

Tabel 4.41 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K2

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1x A_g x f'_c$ (kN)	Pu (kN)	$0,1x A_g x f'_c < P_u$
	1.634.962,5	4.226,84	OK
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	459,96	161,75	OK
y	459,96	146,89	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks} (kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.456,87	1.848,70	OK
y	1.456,87	1.848,70	Ok

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Hasil analisis pada Tabel 4.41 menunjukkan kolom memenuhi semua persyaratan desain. Kapasitas aksial (1.634.962,5kN) jauh melebihi beban *ultimate* (4.226,84 kN). Pada geser, $\phi V_n > V_u$ di kedua arah (x: 459,96 > 161,75 kN; y: 459,96 > 146,89 kN). Kekuatan *confinement* ($V_s < V_{maks}$) juga terpenuhi di kedua arah (1.456,87 < 1.848,70 kN). Kolom ini aman dan memenuhi standar untuk semua kondisi pembebanan.

Tabel 4.42 Analisa Komponen Struktur Lentur Aksial (Kolom) K3

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Penulangan Kolom			
	$0,1x A_g x f'_c$ (kN)	Pu (kN)	$0,1x A_g x f'_c < P_u$
	1.423.450	6.602,19	OK
Kapasitas geser			
Arah	ϕV_n ((kN)	V_u (kN)	$\phi V_n > V_u$
x	390,14	193,76	OK
y	390,14	162,08	Ok
Confinement			
Arah	V_s (kN)	V_{maks} (kN)	$V_s < V_{maks}$
x	1.350,68	1.599,69	OK
y	1.350,68	1.599,69	Ok

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Hasil analisis pada Tabel 4.42 menunjukkan kolom memenuhi semua persyaratan desain. Kapasitas aksial (1.423.450 kN) jauh melebihi beban *ultimate* (6.602,19kN). Pada geser, $\phi V_n > V_u$ di kedua arah (x: 390,14 > 193,76 kN; y: 390,14 > 162,08 kN). Kekuatan *confinement* ($V_s < V_{maks}$) juga terpenuhi di kedua arah (1.350,68 < 1.599,69 kN). Kolom ini aman dan memenuhi standar untuk semua kondisi pembebanan.

Tabel 4.37 Analisa Komponen Struktur Plat Lantai

Keterangan	Hasil Analisa	Hasil output ETABS	Syarat
Plat Lantai			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	22,27	16,72	OK
Lapangan	22,27	8,15	OK
Dag. Atap			
	ϕM_n (kN.m)	M_u (kN.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Tumpuan	16,13	5,4	OK
Lapangan	16,13	2,75	Ok

Sumber : Hasil Analisa, 2025

Pada Tabel 4.43 menunjukkan plat lantai dan dag. atap memenuhi semua persyaratan desain lentur. Pada plat lantai, kapasitas momen (ϕM_n) di tumpuan sebesar 22,27 kN.m lebih besar dari momen ultimate (M_u) 16,72 kN.m, sedangkan di lapangan ϕM_n 22,27 kN.m juga melebihi M_u 8,15 kN.m. Untuk dak atap, ϕM_n di tumpuan sebesar 16,13 kN.m lebih besar dari M_u 5,4 kN.m, dan di lapangan ϕM_n 16,13 kN.m melebihi M_u 2,75 kN.m. Dengan demikian, seluruh komponen struktur tersebut telah memenuhi kriteria kekuatan lentur yang disyaratkan.

2. Tingkat kinerja struktur

Berdasarkan *performance point* dan distribusi sendi plastis pada arah x di mode 10 telah terjadi keruntuhan yang parah pada struktur dan membuat gedung tak layak dihuni, dan membutuhkan biaya yang besar untuk melakukan perbaikan struktur

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan pada hasil Analisis yang dilakukan pada struktur bangunan rumah sakit jiwa pada Kota Batam, didapatkan Kesimpulan sebagai berikut:

1. Desain struktur pada bangunan yang mengacu pada SRPMK telah memenuhi ketentuan-ketentuan yang berlaku pada SNI 2847-2019. Berikut ini adalah dimensi pada komponen struktur yang telah didesain dan memenuhi ketentuan pada SRPMK.
 - a. Balok induk dengan ukuran 40x70 cm
 - b. Balok anak dengan ukuran 30x50 cm
 - c. Kolom dengan ukuran 80x80 cm
 - d. Kolom dengan ukuran 75x75 cm
 - e. Kolom dengan ukuran 70x70 cm
 - f. Plat lantai satu hingga 9 dengan ketebalan 13 cm
 - g. Plat lantai (dag atap) dengan ketebalan 10 cm
2. Tingkat kinerja struktur bangunan rumah sakit pada saat dikenakan yang menandakan struktur rumah sakit jiwa memiliki Tingkat kinerja *collapse prevention* (CP). Hasil evaluasi struktur berdasarkan nilai target perpindahan struktur bangunan Rumah Sakit Jiwa diperoleh level kinerja struktur berada melebihi batas *Collapse Prevention* (CP) dengan perpindahan sebesar 0,59 m. Hal ini menunjukkan bahwa telah terjadi kerusakan parah pada komponen struktur dan bangunan tidak layak di huni dan membutuhkan biaya yang besar untuk melakukan perbaikan.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil analisis dan evaluasi kinerja pada perancangan struktur, berikut ini adalah beberapa saran yang dapat diberikan :

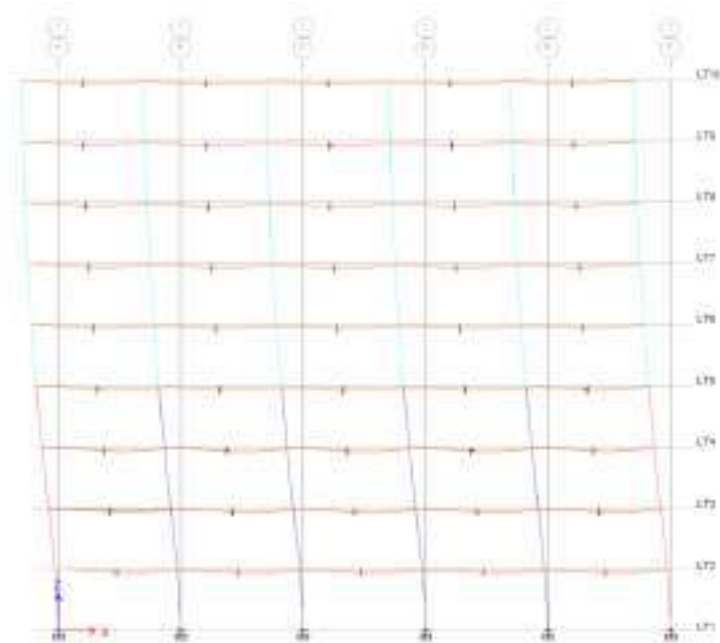
1. Perlu dilakukannya perancangan ulang dengan target Tingkat kinerja struktur.
2. Perlu adanya modifikasi dimensi dan material pada komponen struktur untuk mengurangi jumlah sendi plastis yang terjadi pada *performance point*.
3. Perlu dilakukannya studi lebih lanjut mengenai metode berbasis kinerja yang berbeda pada daerah dengan resiko kegempaan yang tinggi.

DAFTAR PUSTAKA

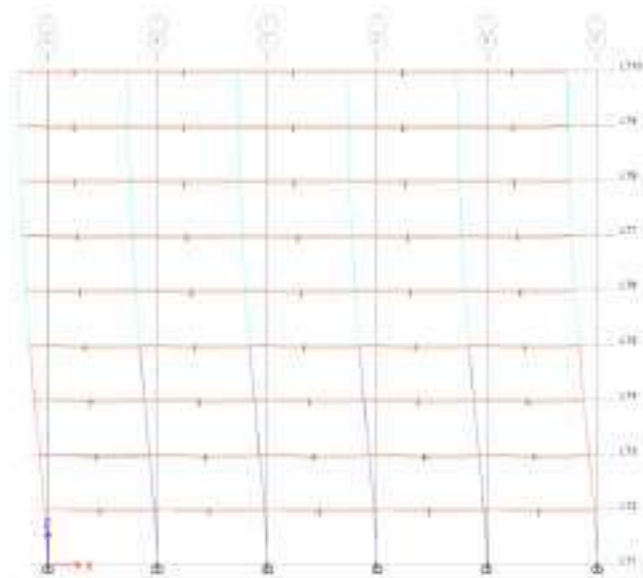
- BSN. (2019). Penetapan Standar Nasional Indonesia 2847 : 2019 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Dan Penjelasan Sebagai Revisi Dari Standar Nasional Indonesia 2847 : 2013.
- Council, B. S. S. (2006). NEHRP *recommended provisions*: Design examples (FEMA 451). *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, August, 5*.
- Dr. Sugiyono. (2019). *Metode Penelitian Kuantitatif Kualitatis dan R&D*. Alfabeta. Bandung
- FEMA P-440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *Federal Emergency Management Agency, June, 392*.
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Rehabilitation Requirements, 1, 1–518*.
- Health research and development agency ministry of health of Indonesia*. (2018). Laporan Riskesdas 2018 Nasional.pdf. In *Lembaga Penerbit Balitbangkes*.
- Jack C. Mc Cormac, R. H. B. (2017). Design of Reinforced Concrete. In *Sustainability (Switzerland)* (Vol. 9, Issue 1).
- Kementrian Kesehatan. (2023). *Profil Kesehatan Indonesia*.
- Nasional, B. S. (2019). Tata Cara perencanaan ketahan gempa untuk struktur gedung dan non-gedung. *Badan Standarisasi Nasional 1726-2019*.
- Nasional, B.S. (2020). Penetapan Standar Nasional Indonesia 1727 : 2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur. *Badan Standarisasi Nasional 1727:2020*.
- Pustlitbang PUPR. (2017). *Buku Peta Gempa 2017*.
- Riau, D. K. (2021). *Provinsi Kepulauan Riau Tahun 2021*. 203.
- Sapta. (2012). *Perancangan berbasis kinerja pada struktur bangunan gedung beton bertulang akibat beban gempa*.
- Wijaya Usman, T. (2018). *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Penerbit Andi.

LAMPIRAN

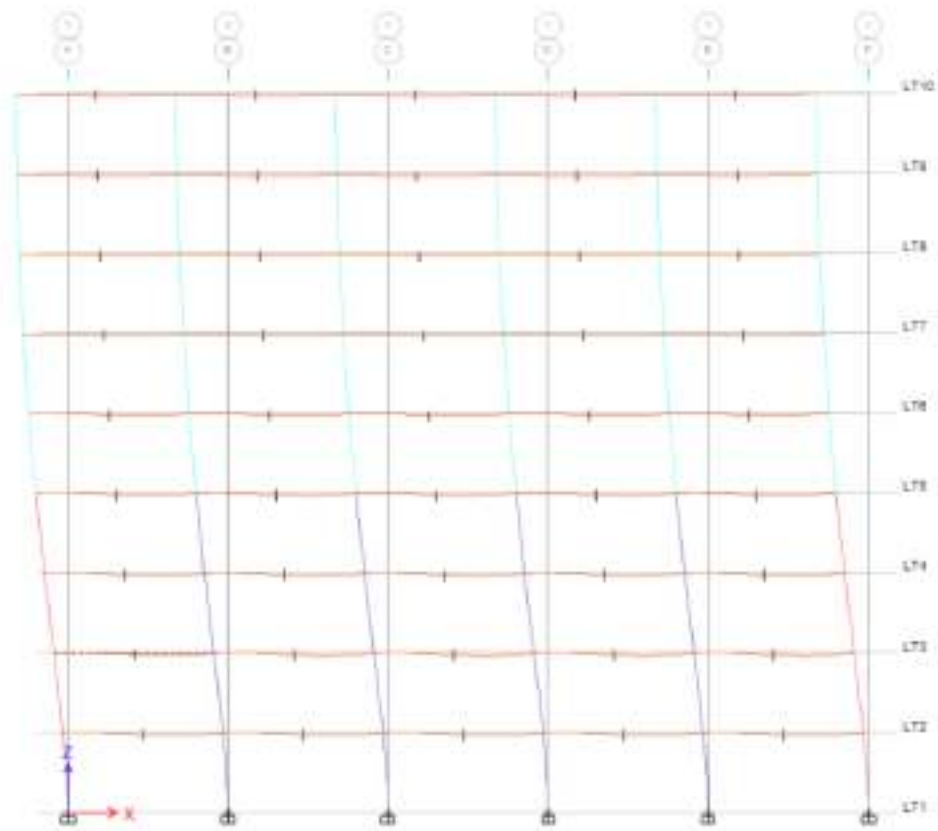
DISTRIBUSI SENDI PLASTIS PUSH-X



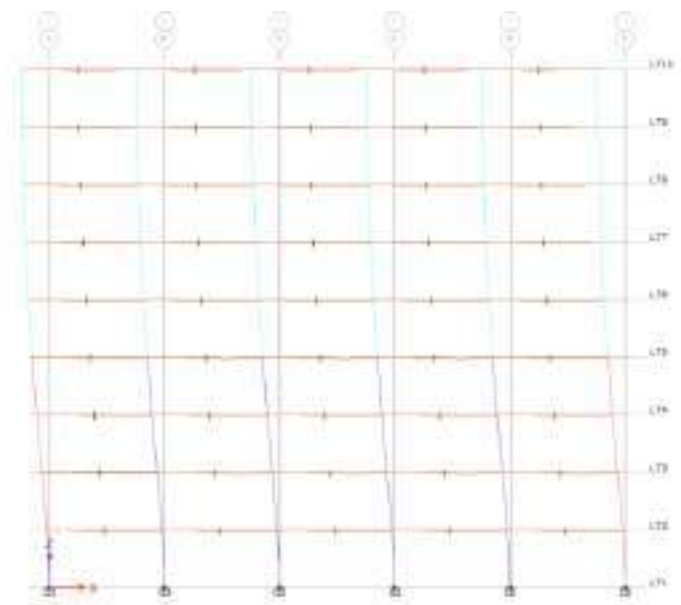
Step 1 belum ada sendi plastis (Push-x)



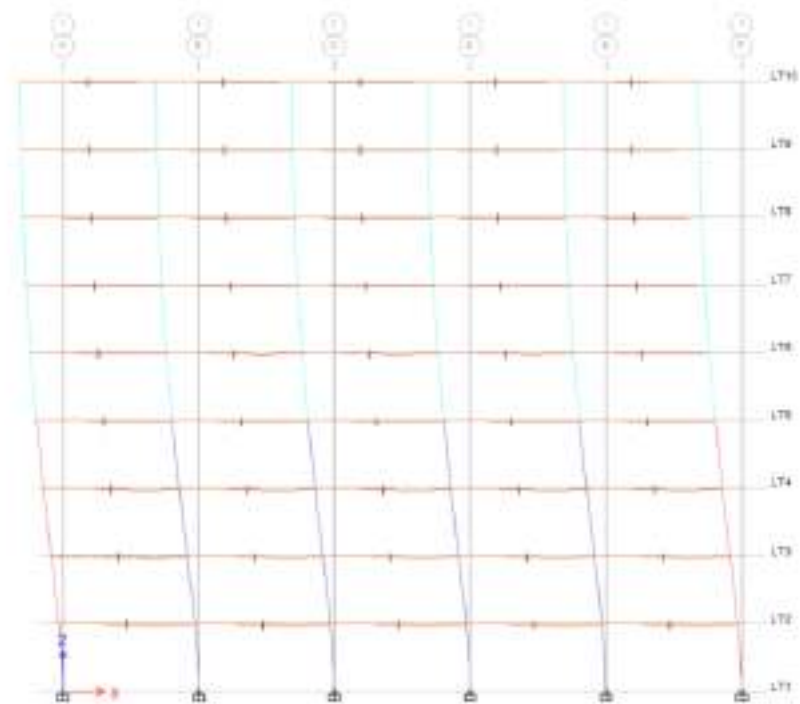
Step 2 belum ada sendi plastis (Push-x)



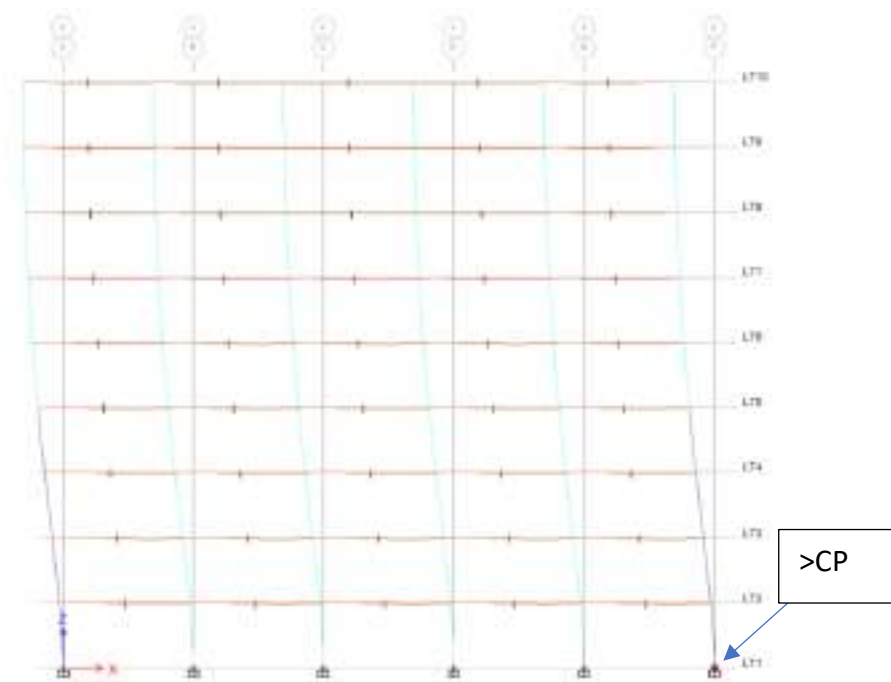
Step 3 belum ada sendi plastis (Push-x)



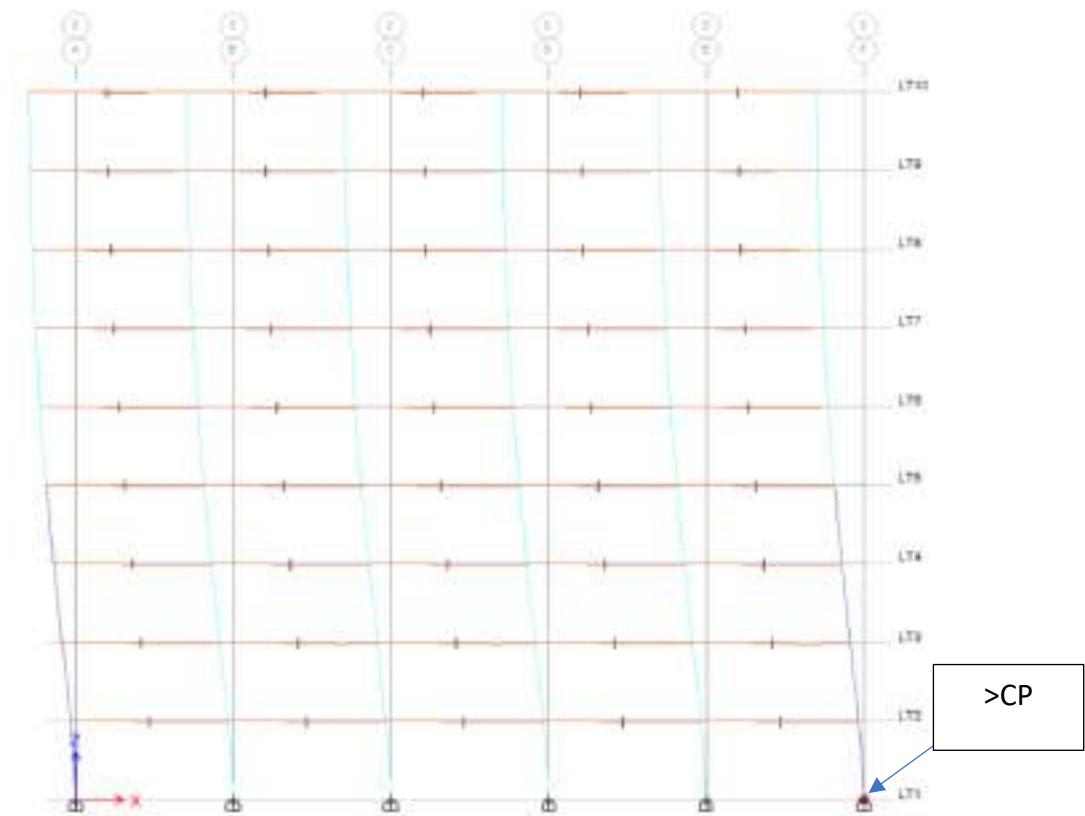
Step 4 belum ada sendi plastis (Push-x)



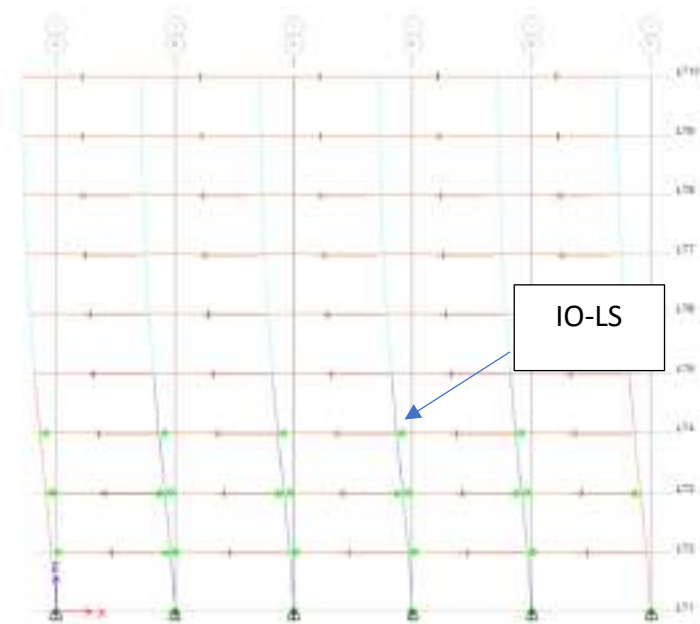
Step 5 belum ada sendi plastis (Push-x)



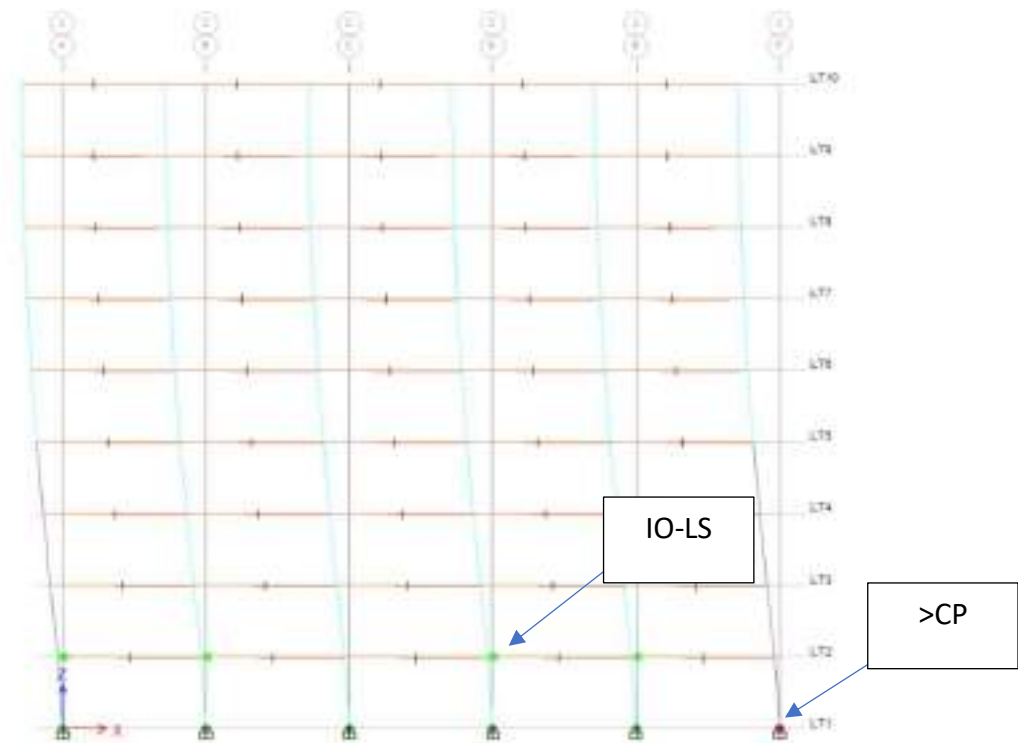
Step 6 ada sendi plastis (Push-x)



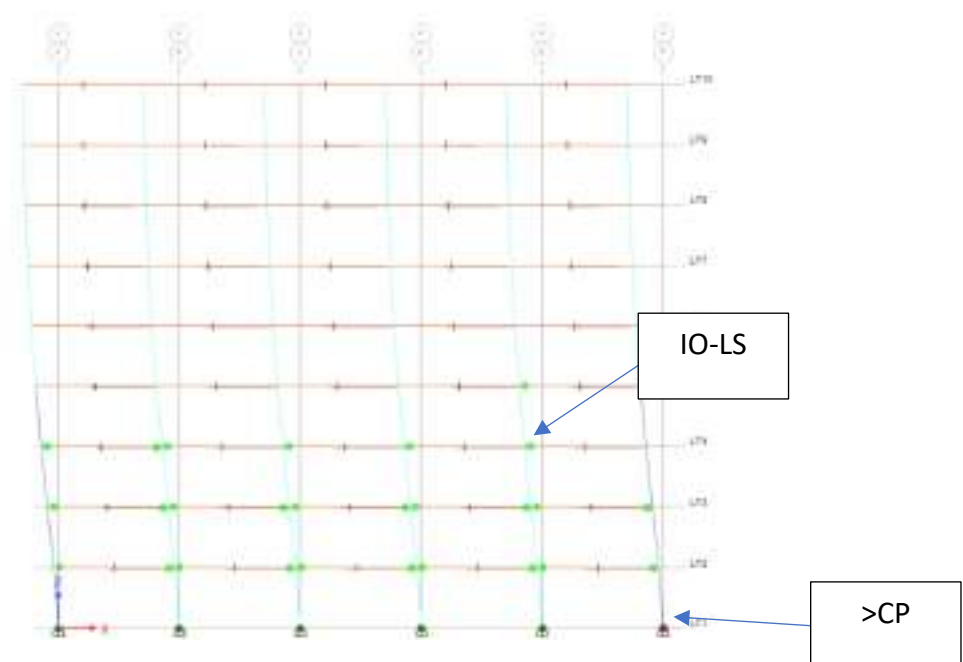
Step 7 ada sendi plastis (Push-x)



Step 8 ada sendi plastis (Push-x)

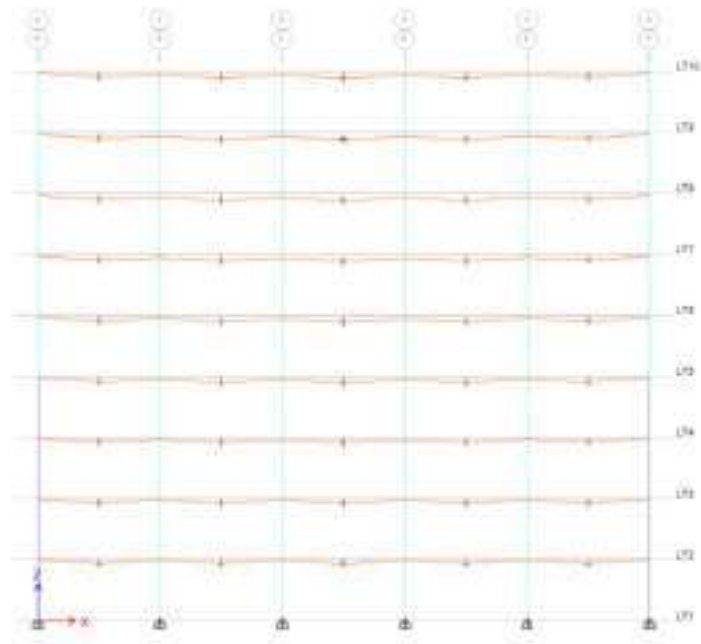


Step 9 ada sendi plastis (Push-x)

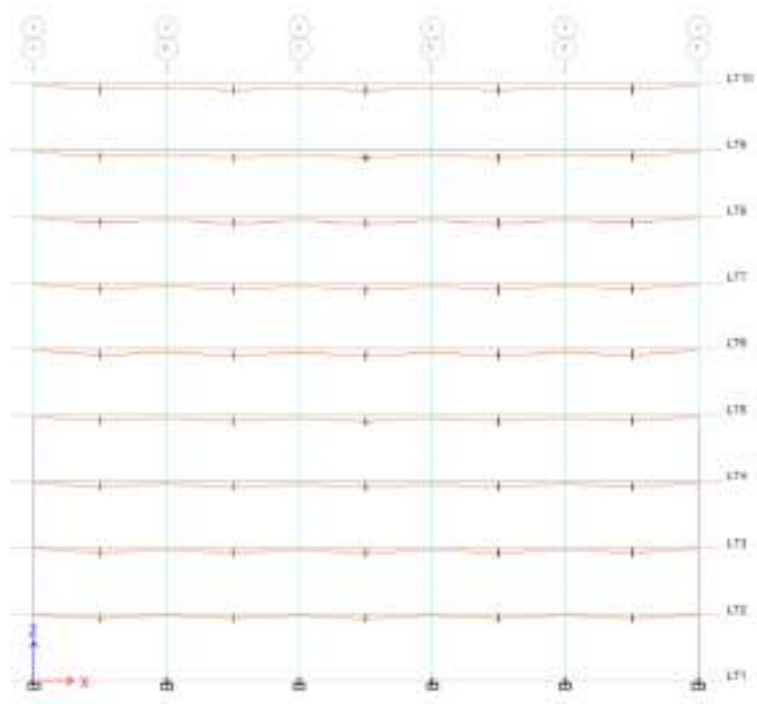


Step 10 ada sendi plastis (Push-x)

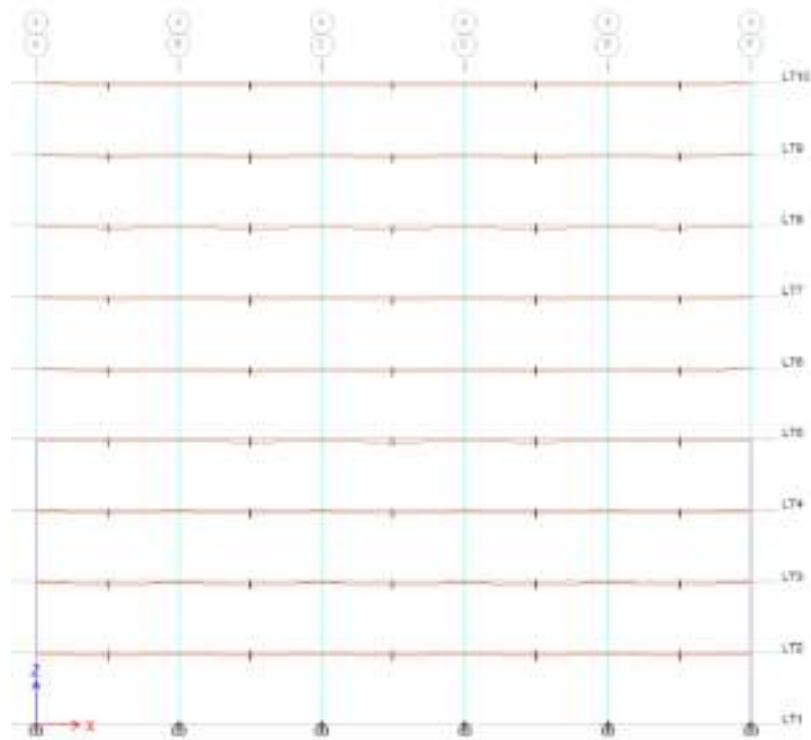
DISTRIBUSI PUSH-Y



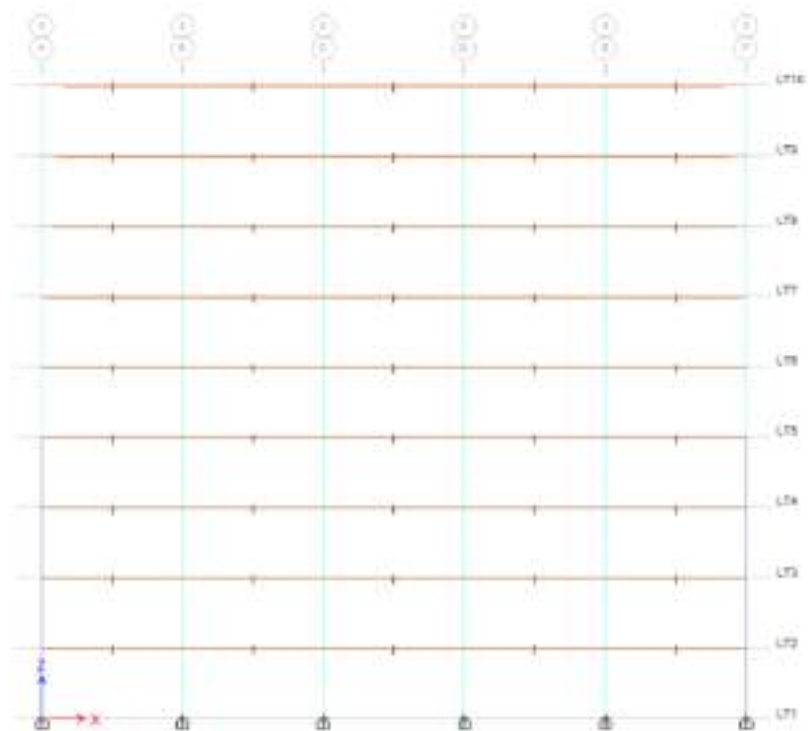
Step 1 belum ada sendi plastis (Push-y)



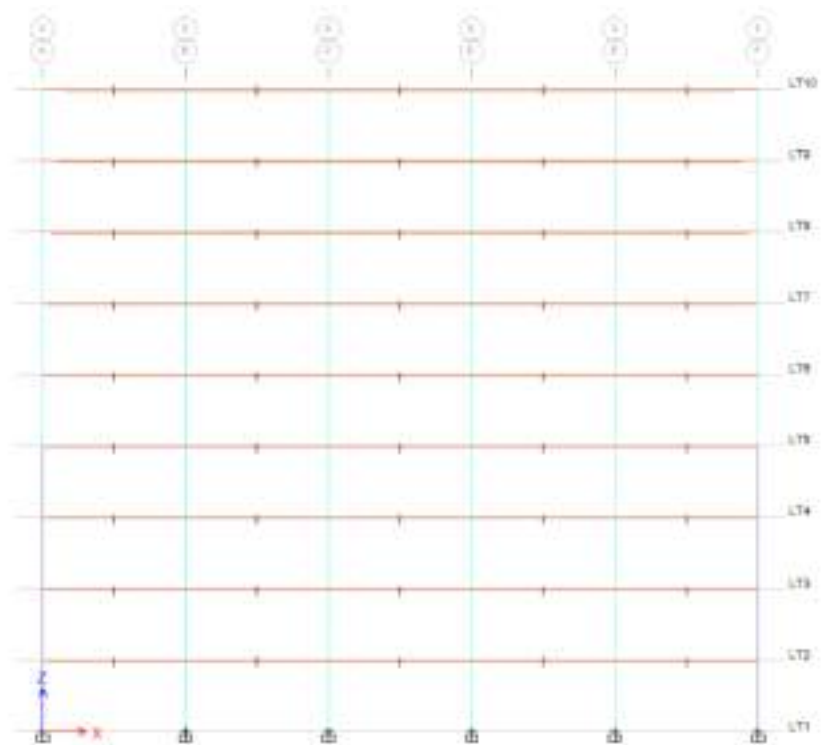
Step 2 belum ada sendi plastis (Push-y)



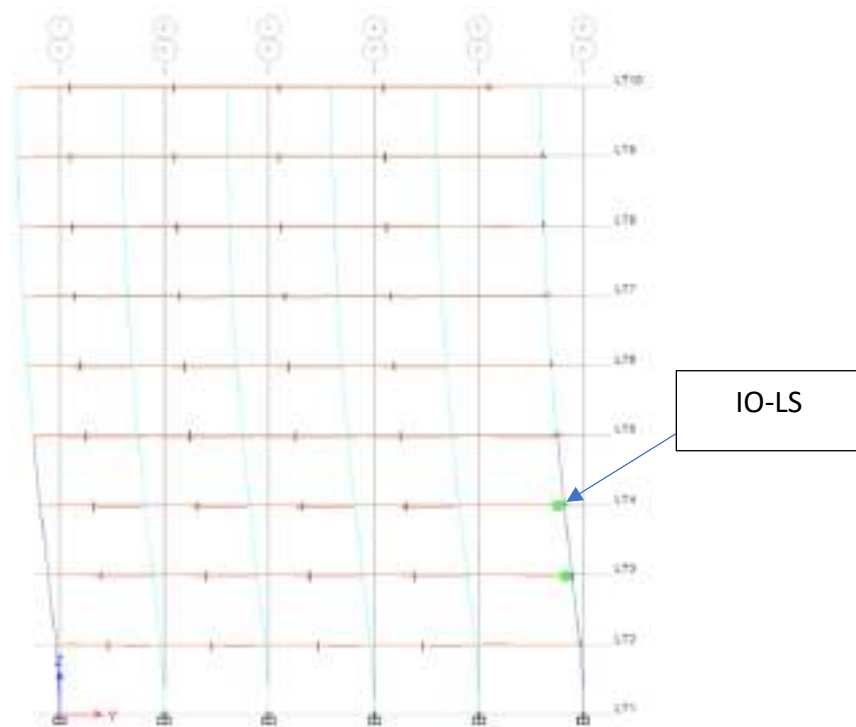
Step 3 belum ada sendi plastis (Push-y)



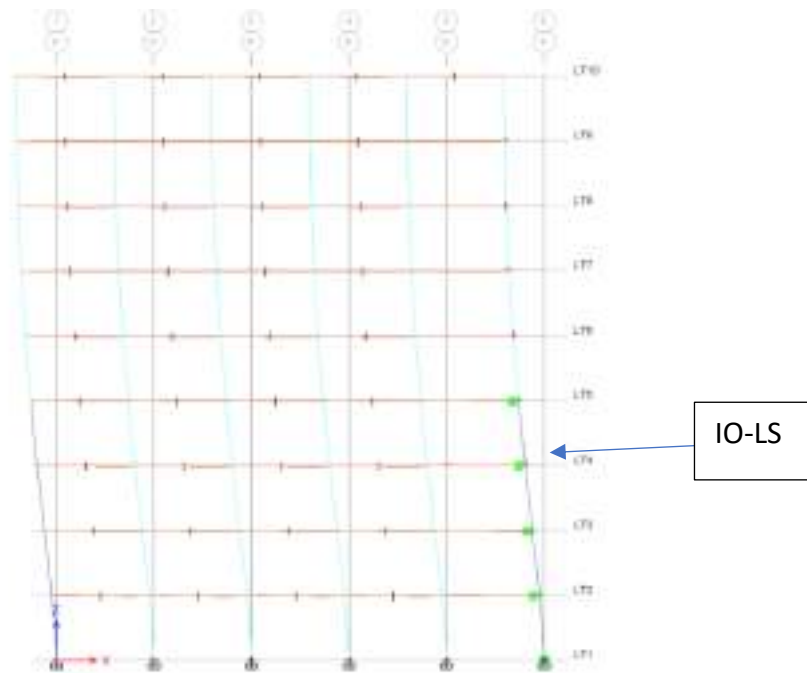
Step 4 belum ada sendi plastis (Push-y)



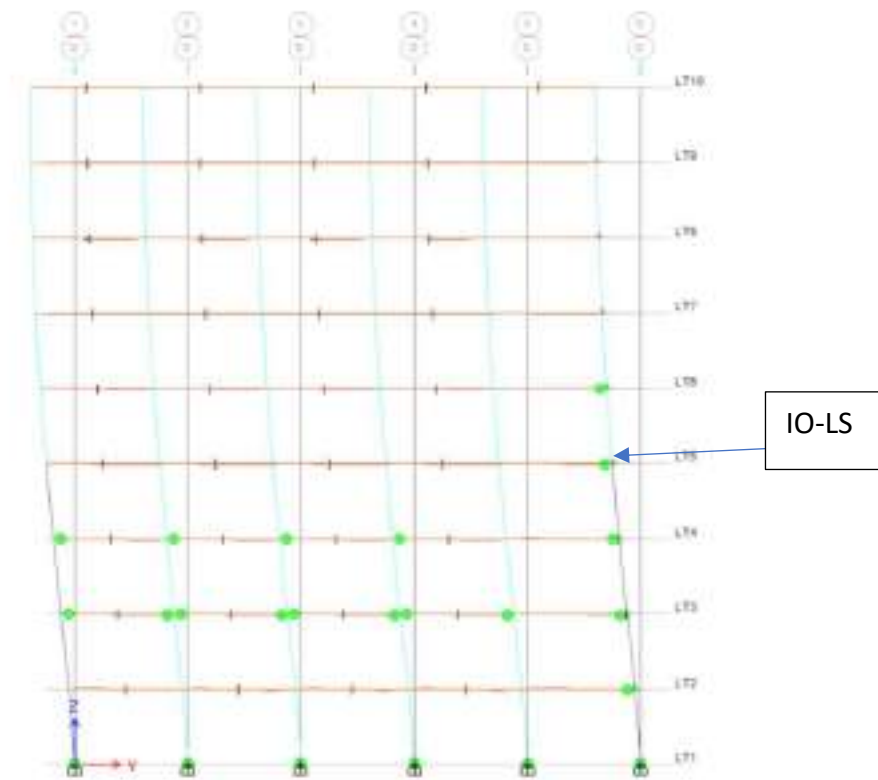
Step 5 belum ada sendi plastis (Push-y)



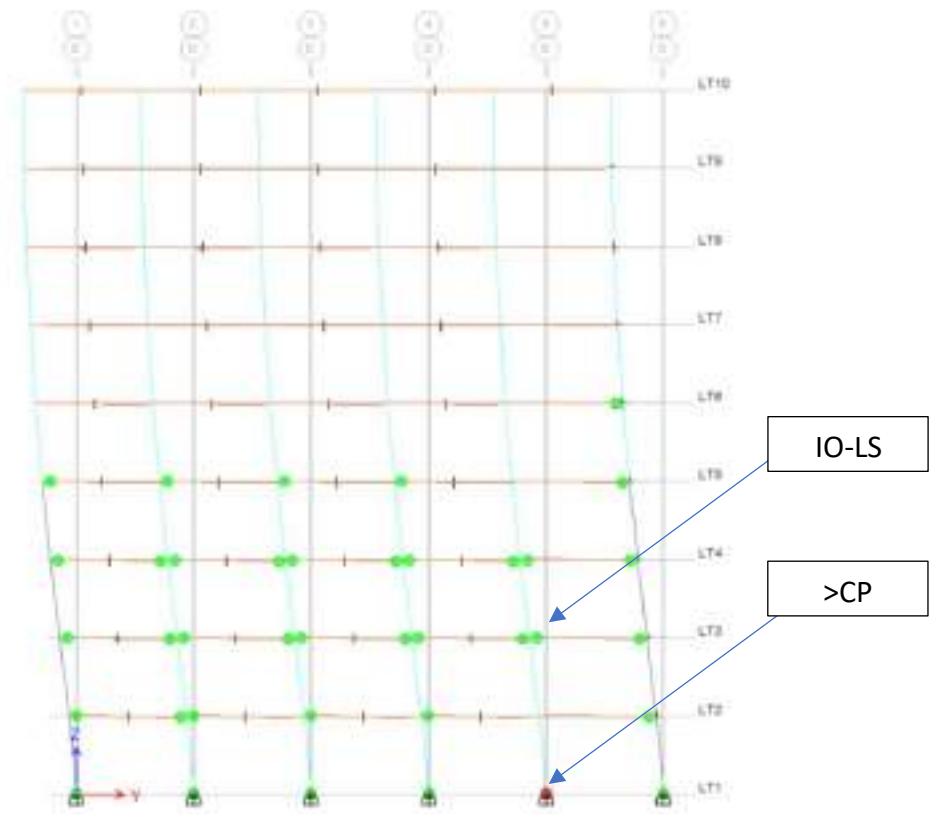
Step 6 ada sendi plastis (Push-y)



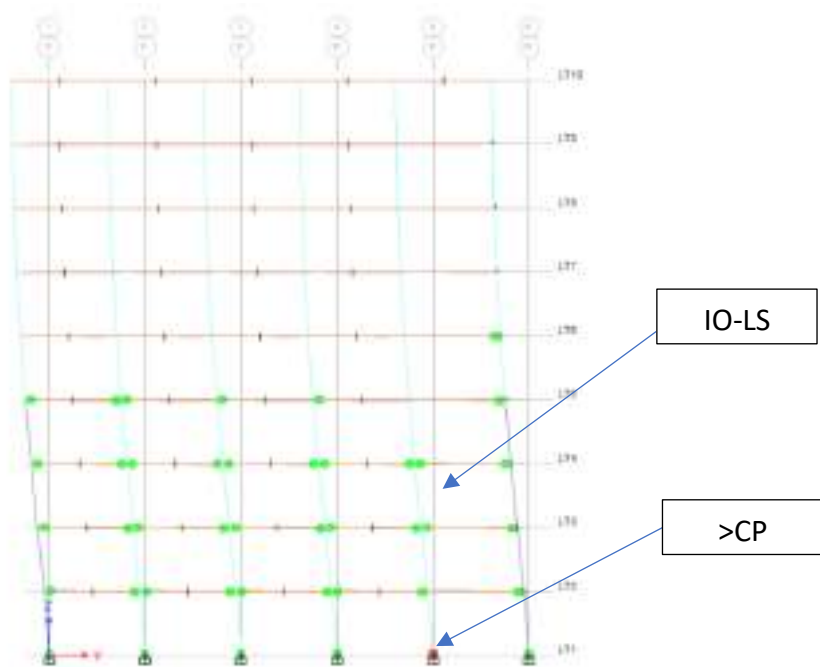
Step 7 ada sendi plastis (Push-y)



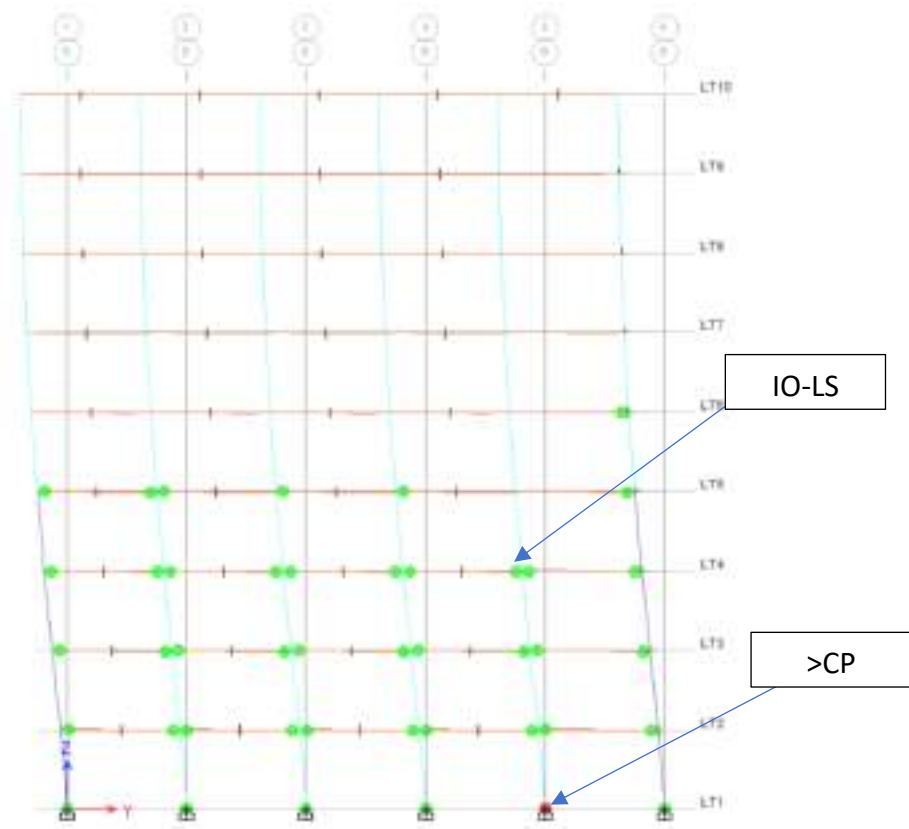
Step 8 ada sendi plastis (Push-y)



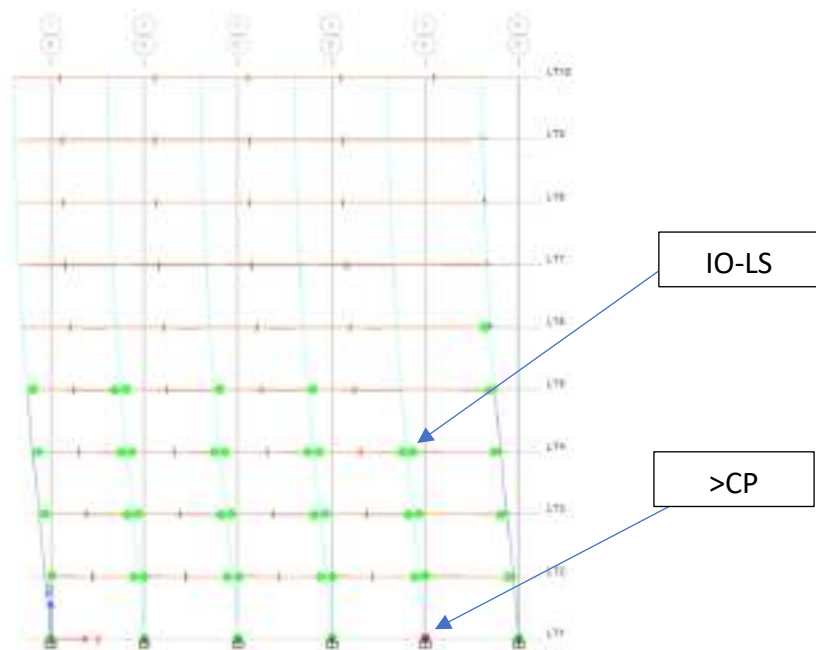
Step 9 ada sendi plastis (Push-y)



Step 10 ada sendi plastis (Push-y)



Step 11 ada sendi plastis (Push-y)



Step 12 ada sendi plastis (Push-y)