

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS RESPONS KETIDAKBERATURAN  
HORIZONTAL DAN VERTIKAL PADA  
GEDUNG PERKULIAHAN DI  
YOGYAKARTA DENGAN  
MENGUNAKAN  
SNI 1726-2019**

***(RESPONSE ANALYSIS OF HORIZONTAL AND  
VERTICAL IRREGULARITY OF AN ACADEMIC  
BUILDING IN YOGYAKARTA USING  
SNI 1726-2019)***

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil**



**Annisa Alifia Syafara  
17511015**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2023**

## TUGAS AKHIR

### ANALISIS RESPONS KETIDAKBERATURAN HORIZONTAL DAN VERTIKAL PADA GEDUNG PERKULIAHAN DI YOGYAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN SNI 1726-2019

*(RESPONSES ANALYSIS OF HORIZONTAL AND VERTICAL  
IRREGULARITY OF AN ACADEMIC BUILDING IN  
YOGYAKARTA USING SNI 1726-2019)*

Disusun oleh

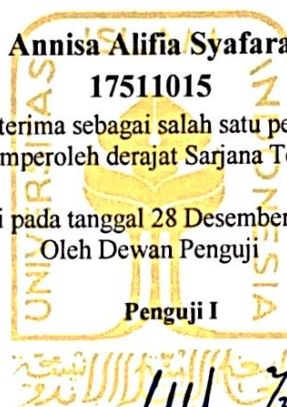
**Annisa Alifia Syafara**

**17511015**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 28 Desember 2022

Oleh Dewan Penguji



Pembimbing I

*2/23*  
*2*

Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng

NIK : 155111306

Penguji I

*2/23*  
*2*

Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.

NIK : 185111302

Penguji II

*2/23*  
*2*

Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.

NIK : 165111301

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



*2/23*  
*2*

Ir. Yunalia Muntah, S.T., M.T., Ph.D.

NIK : 095110101

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk menyelesaikan program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapaun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas dan sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian dari laporan Tugas Akhir ini bukan hasil dari karya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 24 November 2022

Yang membuat pernyataan,



Annisa Alifia Syafara

(17511015)

## KATA PENGANTAR



*Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh*

*Alhamdulillah* rabbil'alamiin, puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat serta hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul Analisis Respons Ketidakberaturan Horizontal dan Vertikal pada Gedung Perkuliah di Yogyakarta dengan Menggunakan SNI 1726-2019 dengan sebaik-baiknya. *Shalawat* serta salam selalu tercurahkan kepada Rasulullah Muhammad SAW beserta keluarga, sahabat, dan pengikut beliau hingga akhir jaman.

Berdasarkan Kurikulum Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, setiap mahasiswa diwajibkan menyusun Tugas Akhir sebagai syarat untuk menyelesaikan studi tingkat sarjana strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Selama menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir, penulis telah banyak mendapat bimbingan dari berbagai pihak, untuk itu penulis tidak lupa mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Ibu Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah membimbing serta mengarahkan selama penyusunan tugas akhir ini.
3. Djufri Taufik dan Winuji Lestari selaku orang tua penulis yang telah memberikan dukungan dan doa tiada henti.

4. Hanif Maheswaraditya Rohhadi yang selalu memberi dukungan dan motivasi kepada penulis.
5. Mayangsari Rafiqa Putri dan Dyah Keisworini selaku sahabat yang senantiasa mendukung dan mendorong penulis agar dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman Angkatan 2017 Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia yang telah mendukung penulis.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan laporan Tugas Akhir.

Dari laporan yang telah dibuat, penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kekurangan dalam penyusunan laporan ini, sehingga kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan. Semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi penulis serta pihak-pihak yang membuthkan.

*Wassalamu 'alaikum Warrohmatullahi Wabarakatuh.*

Yogyakarta, 24 November 2022

Penulis,

Annisa Alifia Syafara

17511015

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN PERNYATAAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
ABSTRAK	xv
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	<b>5</b>
2.1 Penelitian Terdahulu	6
2.2 Perbedaan Penelitian	7
2.3 Keaslian Penelitian	8
<b>BAB III LANDASAN TEORI</b>	<b>9</b>
3.1 Umum	9
3.2 Pembebanan Struktur	10
3.3 Perencanaan Bangunan Gedung Tahan Gempa	12
3.4 Analisis Dinamik Respons Spektrum	12
3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	13
3.4.2 Sistem Pemikul Gaya Seismik	15



3.4.3 Faktor Redudansi	15
3.4.4 Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa	16
3.4.5 Klasifikasi Situs	18
3.4.6 Koefisien Situs, $F_a$ , dan $F_v$	18
3.4.7 Koefisien Risiko Terpetakan	21
3.4.8 Parameter Percepatan Spektral Desain	22
3.4.9 Spektrum Respons Desain	22
3.4.10 Kategori Desain Seismik	23
3.4.11 Periode Fundamental Struktur	23
3.4.12 Reduksi Momen Inersia Penampang Struktur	25
3.4.13 Koefisien Respons Seismik	25
3.4.14 Gaya Dasar Seismik	26
3.5 Ketidakberaturan Horizontal	30
3.5.1 Ketidakberaturan Torsi	26
3.5.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam	27
3.5.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	28
3.5.4 Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang	28
3.5.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel	29
3.6 Ketidakberaturan Vertikal	30
3.6.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	30
3.6.2 Ketidakberaturan Berat (Massa)	31
3.6.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal	31
3.6.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertical Pemikul Gaya Lateral	32
3.6.5 Ketidakberaturan Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	32
3.7 Simpangan antar Tingkat	33
3.8 P-Delta	34
3.9 Fleksibilitas Diafragma	35

3.9.1 Kondisi Diafragma Fleksibel	36
3.9.2 Kondisi Diafragma Kaku	36
3.9.3 Kondisi Diafragma Fleksibel yang Dihitung	37
3.10 Gaya Desain Diafragma	37
3.11 Elemen Kolektor	38
3.12 Elemen Kord	38
<b>BAB IV METODOLOGI PENELITIAN</b>	<b>40</b>
4.1 Jenis Penelitian	40
4.2 Data Bangunan	40
4.3 Permodelan Struktur	46
4.4 Tahapan Penelitian	46
<b>BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>	<b>49</b>
5.1 Data Elemen Struktur	49
5.1.1 Balok	49
5.1.2 Kolom	49
5.1.3 Pelat	50
5.1.4 Dinding Geser	50
5.1.5 Elevasi antar Tingkat	51
5.2 Pembebanan Struktur	51
5.2.1 Beban Mati	51
5.2.2 Beban Hidup	53
5.3 Beban Gempa	53
5.3.1 Statik Ekuivalen	53
5.3.2 Respons Spektrum	55
5.4 Analisis Ketidakberaturan Horizontal	61
5.4.1 Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan (Tipe 1a dan 1b)	61
5.4.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam (Tipe 2)	66
5.4.3 Ketidakberaturan Diskontuitas Diafragma (Tipe 3)	67
5.4.4 Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang (Tipe 4 )	67



5.4.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 5)	67
5.5 Analisis Ketidakberaturan Vertikal	68
5.5.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (Tipe 1a dan 1b)	68
5.5.2 Ketidakberaturan Berat/ Massa (Tipe 2)	69
5.5.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Tipe 3)	70
5.5.4 Ketidakberaturan akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Tipe 4)	70
5.5.5 Ketidakberaturan Tingkat Lemah akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Tipe 5a dan 5b)	71
5.6 Simpangan antar Tingkat	72
5.7 Pengaruh P-Delta	76
5.8 Gaya Desain Diafragma	77
5.9 Kombinasi untuk Gaya Desain Diafragma	81
5.10 Pengecekan Elemen Kolektor	81
5.11 Pengecekan Elemen Kord	83
5.12 Pembahasan Keseluruhan	94
<b>BAB VI SIMPULAN DAN SARAN</b>	
6.1 Simpulan	96
6.2 Saran	97

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu	7
Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa	13
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa	15
Tabel 3.3 Koefisien Situs, $F_a$	19
Tabel 3.4 Koefisien Situs, $F_v$	23
Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	23
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	23
Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	24
Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$	24
Tabel 3.9 Simpangan antar Tingkat Izin ( $\Delta_a$ )	34
Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Balok	49
Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Kolom	50
Tabel 5.3 Tipe dan Dimensi Pelat	50
Tabel 5.4 Tipe dan Dimensi Dinding Geser	50
Tabel 5.5 Elevasi antar Tingkat	51
Tabel 5.6 Distribusi Gaya Seismik	55
Tabel 5.7 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_x + 0,3 E_y$ )	63
Tabel 5.8 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_x - 0,3 E_y$ )	63
Tabel 5.9 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $-E_x + 0,3 E_y$ )	64
Tabel 5.10 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $-E_x - 0,3 E_y$ )	64
Tabel 5.11 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_y + 0,3 E_x$ )	65
Tabel 5.12 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_y - 0,3 E_x$ )	65
Tabel 5.13 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $-E_y + 0,3 E_x$ )	65
Tabel 5.14 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $-E_y - 0,3 E_x$ )	66

Tabel 5.15 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Arah X	69
Tabel 5.16 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Arah Y	69
Tabel 5.17 Ketidakberaturan Berat/ Massa (Tipe 2)	70
Tabel 5.18 Ketidakberaturan Tingkat Lemah akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Tipe 5a dan 5b)	72
Tabel 5.19 Simpangan antar Tingkat Arah X	74
Tabel 5.20 Simpangan antar Tingkat Arah Y	74
Tabel 5.21 Koefisien Satbilitas Arah X	77
Tabel 5.22 Koefisien Satbilitas Arah Y	77
Tabel 5.23 Gaya Desain Diafragma Arah X	80
Tabel 5.24 Gaya Desain Diafragma Arah Y	80
Tabel 5.25 Pemeriksaan Elemen Kolektor	82
Tabel 5.26 Hasil <i>Section Cut</i> Lantai 1-3	84
Tabel 5.27 Hasil <i>Section Cut</i> Lantai 4 dan 5	84
Tabel 5.28 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 1	85
Tabel 5.29 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 2	86
Tabel 5.30 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 3	86
Tabel 5.31 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 4	86
Tabel 5.32 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 5	86
Tabel 5.33 Rekapitulasi Tulangan Geser Diafragma	89
Tabel 5.34 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 1	90
Tabel 5.35 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 2	90
Tabel 5.36 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 3	91
Tabel 5.37 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 4	91
Tabel 5.38 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 5	91
Tabel 5.39 Kebutuhan Confinement pada Diafragma Lantai 1	92
Tabel 5.40 Kebutuhan Confinement pada Diafragma Lantai 2	93
Tabel 5.41 Kebutuhan Confinement pada Diafragma Lantai 3	93
Tabel 5.42 Kebutuhan Confinement pada Diafragma Lantai 4	93
Tabel 5.43 Kebutuhan Confinement pada Diafragma Lantai 5	94

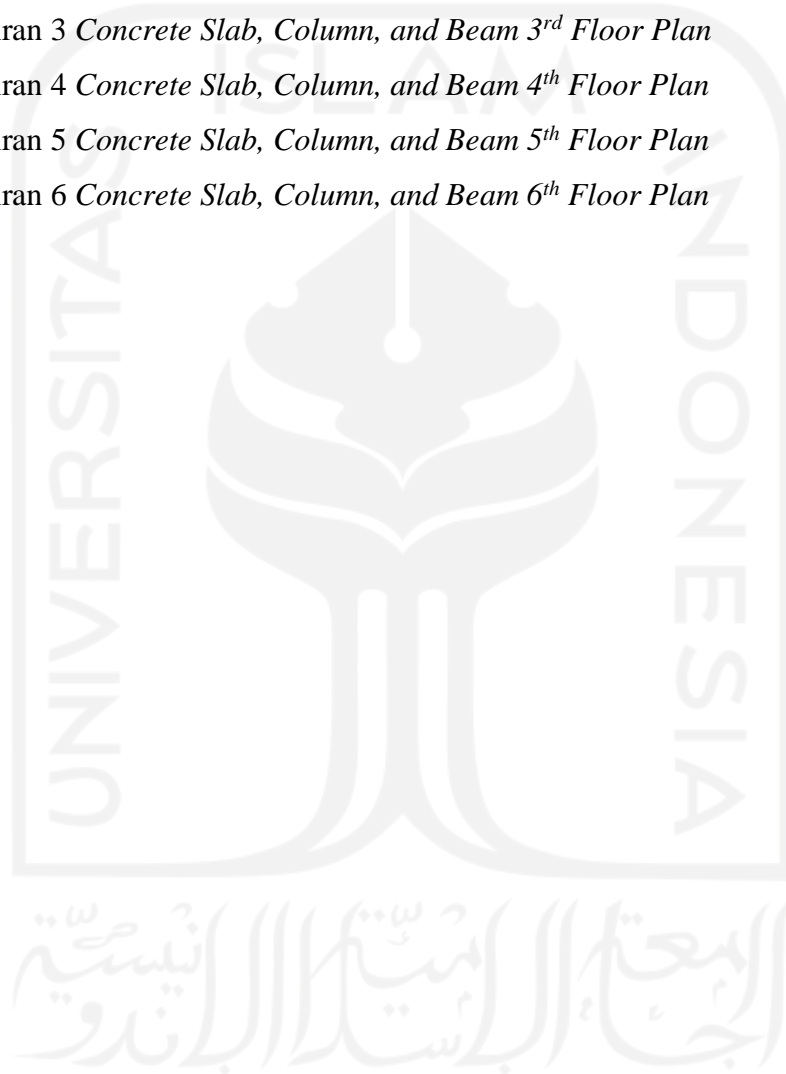
## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1. a) Analisis Dinamik, b) Gaya Horizontal Ekvivalen Statik	13
Gambar 3.2 S <sub>s</sub> , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)	20
Gambar 3.3 S <sub>1</sub> , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1 detik (redaman kritis 5%)	20
Gambar 3.4 Desain Respons Spektrum	22
Gambar 3.5 Ketidakberaturan 1a dan 1b	27
Gambar 3.6 Ketidakberaturan Sudut Dalam	28
Gambar 3.7 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	28
Gambar 3.8 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang	29
Gambar 3.9 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel	29
Gambar 3.10 Ketidakberaturan 1a dan 1b	30
Gambar 3.11 Ketidakberaturan Berat (Massa)	31
Gambar 3.12 Ketidakberaturan Geometri Vertikal	31
Gambar 3.13 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertical Pemikul Gaya Lateral.	32
Gambar 3.14 Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.	33
Gambar 3.15 Penentuan Simpangan antar Tingkat	33
Gambar 3.16 Definisi S dan D <sub>e</sub>	36
Gambar 3.17 Kolektor	38
Gambar 3.18 Kord	39
Gambar 4.1 Denah Tingkat 1	41

Gambar 4.2 Denah Tingkat 2	41
Gambar 4.3 Denah Tingkat 3	42
Gambar 4.4 Denah Tingkat 4	42
Gambar 4.5 Denah Tingkat 5	43
Gambar 4.6 Denah Tingkat 6	43
Gambar 4.7 Potongan <i>Section A</i>	44
Gambar 4.8 Potongan <i>Section B</i>	44
Gambar 4.9 Potongan <i>Section C</i>	45
Gambar 4.10 Bagan Alir Tahapan Penelitian	47
Gambar 5.1 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan	51
Gambar 5.2 Respons Spektrum Yogyakarta	58
Gambar 5.3 Partisipasi Massa	59
Gambar 5.4 Periode tiap Mode	60
Gambar 5.5 Gaya Geser Respons Spektrum setelah Skala Ulang	61
Gambar 5.6 Titik Acuan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah X	62
Gambar 5.7 Titik Acuan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah Y	65
Gambar 5.8 Denah Pengecekan Ketidakberaturan Sudut Dalam	67
Gambar 5.9 Titik Acuan Defleksi	73
Gambar 5.10 Grafik Simpangan Antar Tingkat terhadap Simpangan Antar Tingkat Ijin Arah X dan Arah Y	75
Gambar 5.11 Balok yang Berpotensi menjadi Elemen Kolektor pada Lantai 1-6	82
Gambar 5.12 Elemen Kord dan <i>Section Cut</i> pada Lantai 1-5	84

**DAFTAR LAMPIRAN**

Lampiran 1 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 1<sup>st</sup> Floor Plan</i>	100
Lampiran 2 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 2<sup>nd</sup> Floor Plan</i>	101
Lampiran 3 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 3<sup>rd</sup> Floor Plan</i>	102
Lampiran 4 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 4<sup>th</sup> Floor Plan</i>	103
Lampiran 5 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 5<sup>th</sup> Floor Plan</i>	104
Lampiran 6 <i>Concrete Slab, Column, and Beam 6<sup>th</sup> Floor Plan</i>	105



## ABSTRAK

Indonesia merupakan negara yang rawan akan bencana alam gempa bumi karena terletak di antara pertemuan 4 lempeng besar dan dikelilingi oleh cincin api pasifik. Yogyakarta merupakan salah satu wilayah di Indonesia yang paling rawan gempa bumi. Yogyakarta memiliki luas wilayah sekitar 3.186 Ha, 65% dari lahan tersebut telah digunakan sebagai wilayah pemukiman dengan kepadatan penduduk sebesar 12.513 jiwa/km<sup>2</sup>. Selain itu, Yogyakarta juga merupakan kota pariwisata dan pendidikan sehingga kebutuhan akan pembangunan semakin meningkat. (Wahyuhana dan Prabawa, 2021). Semakin berkurangnya lahan produktif yang ada di Yogyakarta, menyebabkan banyak bangunan yang bentuknya tidak beraturan karena mengikuti lahan yang tersedia. Oleh sebab itu perlu dilakukan analisis respons struktur pada bangunan-bangunan yang ada di Yogyakarta.

Analisis pada penelitian ini dilakukan dengan metode dinamik respons spektrum sesuai dengan SNI 1726-2019. Objek penelitian yang digunakan adalah salah satu Gedung Perkuliahan yang ada di Yogyakarta. Tujuan dari penelitian ini adalah mengidentifikasi ketidakberaturan struktur yang terjadi, mengetahui konsekuensi dari ketidakberaturan struktur, menganalisis simpangan antar lantai pada gedung tersebut, serta mengetahui perlu atau tidaknya elemen kord dan kolektor.

Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 2 dan ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada gedung tersebut. Ketidakberaturan tersebut menyebabkan perlunya peningkatan gaya desain diafragma sebesar 25% pada seluruh lantai, sehingga perlu ditambahkan elemen kord dan kolektor pada gedung tersebut.

**Kata kunci:** Gempa Bumi, Ketidakberaturan, Respons Spektrum



## **ABSTRACT**

*Indonesia is a country vulnerable to earthquake because it is located in the converging area of four large tectonic plates and it is surrounded by the pacific ring of fire. Yogyakarta is one of the city that is the most vulnerable to earthquake in Indonesia. The land area of Yogyakarta is 3186 Ha, 65% of the area has been used as a residential area. Moreover, Yogyakarta is also a city of tourism and education, so the need of new buildings will always rising. (Wahyuhana dan Prabawa, 2021). A lot of building in Yogyakarta have an irregular structure caused of the limited productive area. Therefore, it is a need to do a Spectrum Responses Analysis of the buildings in Yogyakarta*

*Analysis in this research was performed by using the dynamic response spectrum method according to SNI 1726-2019. The object of this research is an academic building in Yogyakarta. The aim of this research is to identify the structure irregularity and its consequences, to analyze the drift ratio and the necessity of chord and collector element.*

*This research found the horizontal irregularity type 2 and the vertical irregularity type 2 in that building. Those irregularities demnacausing diafragma design force to be increased by 25% in every floor, therefore the chord and collector element is a necessity for this building.*

**Keywords:** *Eathquake, Irregularity, Spectrum Response.*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia merupakan negara yang rawan akan bencana alam gempa bumi. Hal tersebut diakibatkan karena Indonesia terletak di antara pertemuan 4 lempeng besar, yaitu Lempeng Eurasia, Lempeng Hindia-Australia, Lempeng Pasifik, dan Lempeng Laut Filipina. (Harahap dan Fauzan, 2019). Lempeng-lempeng tersebut saling bergerak bebas sehingga dapat mengakibatkan terjadinya tabrakan antar lempeng. Selain itu, Karunia dkk. (2020) mengatakan bahwa Indonesia juga berada di jalur gempa teraktif di dunia karena dikelilingi oleh Cincin Api Pasifik. Salah satu wilayah di Indonesia yang rawan terjadi gempa bumi yaitu Yogyakarta.

Menurut Pawirodikromo (2012), gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/ slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Secara alamiah gempa bumi yang terjadi disertai dengan pelepasan energi yang telah terperangkap dalam waktu yang cukup lama. Selama gempa bumi terjadi, bangunan akan mengalami getaran/ goncangan tanah yang mengakibatkan bangunan bergoyang.

Saat ini, pembangunan di Kota Yogyakarta telah meningkat dengan pesat, banyak ditemui bangunan bertingkat di tiap daerah, seperti rumah sakit, gedung perkantoran, gedung sekolah, hotel, apartemen, dan masih banyak lagi. Bangunan-bangunan tersebut tidak sedikit yang memiliki struktur yang tidakberaturan, baik ketidakberaturan vertikal maupun horizontal. Banyaknya gedung-gedung yang dibangun mengakibatkan berkurangnya lahan produktif, sehingga gedung-gedung yang akan dibangun cenderung berbentuk tidak beraturan karena menyesuaikan dengan lahan yang tersedia. Struktur gedung bertingkat yang memiliki ketidakberaturan sangat rawan terhadap gempa bumi, sehingga perlu dilakukan analisis pengaruh beban gempa terhadap kemampuan struktur gedung bertingkat dan ketidakberaturannya.

Terdapat 2 macam metode analisis yang dapat diterapkan yaitu metode analisis statik dan dinamik. Metode analisis statik yaitu analisis statik ekuivalen. Analisis statik ekuivalen adalah salah satu metode yang digunakan untuk menganalisis struktur gedung terhadap beban gempa dengan menggunakan beban gempa nominal statik ekuivalen. Analisis tersebut hanya digunakan pada gedung yang memiliki struktur beraturan, untuk itu pada stuktur tidak beraturan perlu dilakukan analisis dengan metode analisis dinamik.

Metode analisis dinamik terdiri dari analisis respons spektrum (*Spectrum Responses Analysis*), dan analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*). Analisis respons spektrum adalah analisis dinamik struktur bangunan dengan menggunakan suatu spektrum gempa yang disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara periode getar struktur bangunan dengan nilai percepatan bangunan ketika terkena beban gempa. Sedangkan, analisis riwayat waktu adalah suatu analisis yang digunakan untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur bangunan gedung baik yang beraturan maupun yang tidak beraturan dengan menggunakan hasil rekaman akselerogram gempa sebagai input data percepatan gerakan tanah akibat gempa.

Pada penelitian ini, penulis bertujuan untuk menganalisis respons struktur yang terjadi pada salah satu bangunan gedung perkuliahan tidak beraturan yang ada di Yogyakarta dengan menggunakan metode analisis respons spektrum (*Spectrum Responses Analysis*). Selain itu, dengan adanya ketidakberaturan horizontal dan vertikal pada Gedung Perkuliahan tersebut, maka berdasarkan SNI 1726-2019 diperlukan peningkatan gaya desain diafragma sebesar 25%. Peningkatan tersebut mengakibatkan adanya penambahan elemen yang disebut elemen kord dan elemen kolektor yang berfungsi sebagai penahan gaya desain diafragma yang telah ditingkatkan sebesar 25%.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang penelitian yang telah diuraikan, rumusan masalah yang dapat diambil adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil dari analisis ketidakberaturan horizontal dan vertikal pada gedung perkuliahan di Yogyakarta?

2. Bagaimana hasil dari rasio simpangan antar lantai (*story drift*) pada gedung perkuliahan di Yogyakarta?
3. Apakah perlu elemen kord dan elemen balok kolektor pada gedung perkuliahan di Yogyakarta?

### 1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan masalah yang telah dirumuskan, tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui hasil dari analisis ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal pada gedung perkuliahan di Yogyakarta.
2. Mengetahui hasil dari simpangan antar lantai pada gedung perkuliahan di Yogyakarta.
3. Mengetahui perlu atau tidaknya elemen kord dan elemen balok kolektor pada gedung perkuliahan di Yogyakarta.

### 1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Manfaat penelitian bagi penulis :
  - a. Menambah pengetahuan mengenai analisis dinamik respons spektrum pada struktur gedung bertingkat yang memiliki ketidakberaturan horizontal dan vertikal.
  - b. Menambah pengetahuan dan pemahaman mengenai penggunaan software ETABS.
2. Manfaat penelitian bagi pembaca :
  - a. Menambah pengetahuan ilmu teknik sipil tentang struktur gedung bertingkat dengan ketidakberaturan horizontal dan vertikal.
  - b. Penelitian ini dapat digunakan sebagai bahan referensi untuk penelitian sejenis.

## 1.5 Batasan Penelitian

Batasan-batasan yang digunakan dalam penelitian, agar sesuai dengan tujuan yang telah dibuat, adalah sebagai berikut.

1. Objek bangunan yang digunakan adalah Gedung Perkuliahan yang ada di Yogyakarta.
2. Struktur gedung yang digunakan dalam penelitian ini adalah struktur beton bertulang.
3. Struktur yang dianalisis adalah struktur bagian atas yaitu balok, kolom, dan pelat.
4. Struktur bagian bawah dan struktur rangka atap baja tidak dihitung.
5. Permodelan struktur dilakukan berdasarkan data gedung yang telah didapatkan.
6. Struktur dianalisis dengan menggunakan analisis dinamik, yaitu analisis respons spektrum dan riwayat waktu (*time history*)
7. Peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut.
  - a. SNI 2847-2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
  - b. SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
  - c. SNI 1727-2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
8. Analisis struktur dilakukan dengan bantuan *software* ETABS.
9. Tumpuan diasumsikan sebagai tumpuan jepit.
10. Ruang lift dan tangga tidak dimodelkan.
11. Beban angin dan beban dinding diabaikan.
12. Menganalisis ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal pada gedung perkuliahan di Yogyakarta.
13. Menganalisis *displacement* dan *story drift*.
14. Menganalisis gaya dalam diafragma.
15. Pengecekan perlu atau tidaknya elemen kord dan elemen kolektor.

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai analisis dengan metode dinamik respons spektrum pada bangunan bertingkat baik yang beraturan maupun tidak beraturan sudah banyak dilakukan sebelumnya. Berikut adalah beberapa penelitian terdahulu yang dapat digunakan sebagai tinjauan pustaka pada penelitian ini.

1. Pengaruh Variasi Model Ketidakberaturan Vertikal pada Gedung Bertingkat Tinggi terhadap Respons Seismik dengan Analisis Respons Spektrum.  
Penelitian oleh Karunia, Baehaki, dan Fathonah (2020) bertujuan untuk membandingkan pengaruh variasi ketidakberaturan vertikal pada bangunan bertingkat tinggi terhadap respons seismik berdasarkan tinjauan *base shear*, *displacement*, dan *drift*. Penelitian tersebut berlokasi di Tanjung Lesung karena daerah tersebut memiliki PGA 0,8-0,9 g. Penelitian dilakukan dengan mendesain sendiri bangunan yang akan dibangun pada daerah tersebut dengan membandingkan 4 variasi model ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726-2012, yaitu model A (tipe 1, 5a), B (tipe 1,2 5a), C (tipe 1, 3, 5a), dan D (tipe 1, 4, 5a). Penelitian tersebut menggunakan analisis respons spektrum dengan bantuan *software* ETABS dan respons seismik pada seluruh model dibandingkan dengan model A. Dari analisis tersebut didapatkan hasil nilai base shear untuk arah x dan y pada model B sebesar 96,41% dan 96,47%, pada model C sebesar 129,45% dan 128,665, dan pada model D sebesar 79,52% dan 80,15%. Sedangkan untuk nilai *drift* maksimum arah x dan y pada model B 100,73% dan 100,88%, model C 91,36% dan 89,98%, dan model D 96,77% dan 98,76%. Nilai-nilai drift tersebut mendekati kinerja batas layannya. Sehingga dapat disimpulkan bahwa model D memiliki respons seismik terburuk karena menghasilkan nilai *base shear* terkecil serta *drift* sangat besar.

2. Analisa Statik dan Dinamik Gedung Bertingkat Banyak akibat Gempa Berdasarkan SNI 1726-2012 dengan Variasi Jumlah Tingkat  
Penelitian oleh Wantalantie, Pangouw, dan Windah (2016) ini bertujuan untuk membandingkan respons struktur portal bertingkat banyak yang dianalisa dengan metode gaya lateral ekuivalen dan metode spektrum respons ragam. Hasil yang akan dibandingkan yaitu berupa nilai *displacement* dan *base shear*. Dari hasil tersebut dapat dilihat seberapa besar perbedaan hasil dari kedua metode tersebut, kemudian membandingkan penerapannya dalam perhitungan struktur Gedung bertingkat secara umum. Struktur gedung yang dimodelkan merupakan gedung beraturan, dengan jumlah tingkat yang divariasikan. Model struktur dibagi ke dalam portal 5 tingkat, 10 tingkat, dan 15 tingkat. Penelitian ini menggunakan bantuan program SAP2000 v18 untuk mempermudah proses analisa gempa. Hasil analisa telah menunjukkan bahwa analisa static mengeluarkan hasil yang lebih besar untuk ketiga model struktur dibandingkan dengan analisa dinamik. Perbedaan *displacement* antar tingkat yang dihasilkan oleh kedua metode pada ketiga model struktur masih masuk dalam batasan *displacement* antar tingkat ijin yang disyaratkan dalam SNI 1726-2012, sehingga ketiga model masih bisa dianalisa dengan analisa statik dan analisa dinamik. Karena hasil *displacement* dan *base shear* pada analisa statik lebih besar dari analisa dinamik, maka analisa statik lebih aman jika digunakan untuk pembebanan gaya gempa dalam perhitungan struktur secara umum. Walaupun dalam analisa gempa, analisa dinamik merupakan analisa yang lebih akurat karena proses analisa yang lebih mendekati ke keadaan yang sebenarnya.
3. Analisis Kinerja Struktur pada Gedung Bertingkat dengan Analisis Dinamik Respon Spektrum menggunakan *Software* ETABS (Studi Kasus : Bangunan Hotel di Semarang).  
Penelitian oleh Purnomo, dkk.(2014) bertujuan untuk mengetahui keamanan dari bangunan hotel yang terletak di Semarang dengan meninjau nilai dari *displacement*, *drift*, dan *base shear*. Hasil dari penelitian tersebut dianalisis dengan kinerja struktur batas ultimit dan kinerja struktur batas layan.



Penelitian tersebut menggunakan metode analisis dinamik *response spectrum* dengan bantuan *software* ETABS. Dari analisis tersebut didapatkan nilai displacement lantai teratas pada arah X sebesar 0,0573 m dan pada arah Y sebesar 0,0557 m. Analisis nilai *displacement* terhadap syarat kinerja batas layan  $\{(0,03/R) \times H\}$  pada bangunan hotel tersebut dari pengaruh beban gempa rencana arah X sudah memenuhi syarat, sedangkan untuk arah Y tidak memenuhi syarat kinerja batas layan. Analisis nilai *displacement* terhadap syarat kinerja batas ultimit  $(0,02 \times H)$  pada bangunan hotel di Semarang dari pengaruh beban gempa rencana arah X dan Y sudah memnuhi syarat. Nilai maksimum total *drift* pada arah X sebesar 0,0018 m dan pada arah Y sebesar 0,0017 m. Dari nilai tersebut dapat disimpulkan bahwa bangunan hotel di Semarang termasuk dalam level kinerja *Immediate Occupancy* (IO). Nilai displacement antar lantai pada bangunan hotel tersebut tidak melampaui batas displacement maksimum  $\{(0,0015 \times H_n) / \rho\}$ .

## 2.2 Perbedaan Penelitian

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu terdapat beberapa perbedaan dengan penelitian yang akan dilakukan, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 2.1 berikut

**Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu**

No	Penelitian	Penelitian Terdahulu	Perbedaan dengan Penelitian yang akan Dilakukan
1.	Reki Karunia, Baehaki, dan Woelandari Fathonah (2020)	1. Penelitian dilakukan dengan mendesain sendiri bangunan yang akan dibangun pada daerah tersebut dengan membandingkan 4 variasi model ketidakberaturan vertikal.	1. Penelitian dilakukan dengan meninjau bangunan yang sudah berdiri dengan ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

No	Penelitian	Penelitian Terdahulu	Perbedaan dengan Penelitian yang akan Dilakukan
		2. Metode analisis yang digunakan adalah analisis dinamik respons spektrum dengan bantuan <i>software</i> ETABS v.17.0.1. 3. Analisis struktur berdasarkan SNI 1726-2012.	2. Metode analisis yang digunakan adalah analisis dinamik respons spektrum dengan bantuan <i>software</i> ETABS v.18.1.1. 3. Analisis struktur berdasarkan SNI 1726-2019.
2.	Revie Orchidentus Francies Wantalantie, Jorry D. Pangouw, Reky S. Windah (2016)	1. Analisis beban gempa berdasarkan peraturan gempa SNI 1726-2012 2. Struktur bangunan yang ditinjau adalah struktur beraturan. 3. Analisis struktur menggunakan bantuan <i>software</i> SAP2000 v18.	1. Analisis beban gempa berdasarkan peraturan gempa SNI 1726-2019 2. Struktur bangunan yang ditinjau adalah struktur tidakberaturan. 3. Analisis struktur menggunakan bantuan <i>software</i> ETABS v.18.1.1.
3.	Edy Purnomo, Edy Purwanto, dan Agus Supriyadi. (2014)	1. Objek penelitian yang digunakan adalah salah satu bangunan hotel yang ada di Semarang. 2. Analisis struktur berdasarkan SNI 1726-2012.	1. Objek penelitian yang digunakan adalah gedung kuliah yang ada di Yogyakarta. 2. Analisis struktur berdasarkan SNI 1726-2019.

### 2.3 Keaslian Penelitian

Berdasarkan hasil dari penelitian terdahulu yang telah tertulis di atas, penelitian yang akan dilakukan oleh penulis merupakan hasil karya asli dan bukan plagiasi. Berikut merupakan perbedaan penelitian yang dilakukan oleh penulis.

1. Objek penelitian adalah Gedung Perkuliahan di Yogyakarta.
2. Objek penelitian yang digunakan memiliki ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal, sedangkan pada penelitian Karunia, dkk. hanya menggunakan gedung dengan ketidakberaturan vertikal dan pada penelitian Wantalangie, dkk. menggunakan gedung dengan struktur yang beraturan.
3. Analisis struktur pada penelitian ini menggunakan *software* ETABS V18.1.1 dan dimodelkan secara 3D, sedangkan pada penelitian Karunia, dkk. menggunakan *software* ETABS v.17.0.1, dan penelitian Wantalangie, dkk. menggunakan *software* SAP2000 v18.
4. Analisis struktur pada penelitian ini dilakukan berdasarkan standar yang lebih baru, yaitu SNI 1726-2019, sedangkan pada ketiga penelitian terdahulu berdasarkan SNI 1726-2012.

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Umum**

Menurut Pawirodikromo (2012), gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/ slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Gempa bumi biasanya disebabkan oleh pelepasan energi yang telah terperangkap sejak lama, sehingga energi yang dilepaskan cukup besar dan menyebabkan kerusakan. Kerusakan yang dapat terjadi akibat gempa bumi terdiri dari 2 macam, yaitu kerusakan lingkungan dan kerusakan bangunan. Kerusakan lingkungan dapat berupa tanah retak, tanah amblas, tanah longsor, dan likuifaksi. Sedangkan untuk bangunan, gempa bumi bisa menyebabkan bangunan mengalami rusak ringan dan rusak berat tergantung besarnya gempa bumi yang terjadi.

Saat gempa bumi terjadi akan menimbulkan getaran yang cukup kuat, getaran tersebut menyebabkan bangunan khususnya bangunan gedung mengalami getaran/ guncangan tanah yang mengakibatkan bangunan bergoyang. Material bangunan pada dasarnya bersifat kaku sehingga kurang mampu menyesuaikan diri secara penuh dengan goyangan. Kemampuan bahan untuk berubah bentuk tanpa mengalami kerusakan pada umumnya relatif terbatas. Oleh karena itu, goyangan yang cukup besar dapat mengakibatkan kerusakan struktur (Pawirodikromo, 2012).

Kerusakan struktur yang terjadi akibat gempa bumi dapat menimbulkan banyak kerugian serta korban jiwa. Oleh karena itu, diperlukan bangunan yang sangat kuat yang dapat menahan beban gempa yang bisa disebut dengan bangunan tahan gempa (*Earthquake Resistant Design of Building*) (Pawirodikromo, 2012). Bangunan tahan gempa adalah bangunan yang masih dalam kondisi elastik saat terjadi gempa besar, sehingga bangunan tidak mengalami kerusakan yang parah. Namun, bangunan seperti ini secara umum tidak diinginkan karena biayanya yang relatif mahal. Para ahli kemudian memutuskan bahwa bangunan yang dibangun

harus relatif kuat menahan beban gempa tetapi biaya pembangunannya tidak terlalu mahal.

### **3.2 Pembebanan Struktur**

Beban- beban yang bekerja pada struktur gedung yang diteliti terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

#### **3.2.1 Beban Mati (*Dead Load*)**

Menurut SNI 1727-2013 pasal 3.1.1, beban mati adalah seluruh beban yang berasal dari berat bangunan itu sendiri termasuk segala unsur yang terpasang pada bangunan tersebut, seperti dinding, finishing, tangga, dan peralatan tetap yang merupakan kesatuan dengan bangunan tersebut.

#### **3.2.2 Beban Hidup (*Live Load*)**

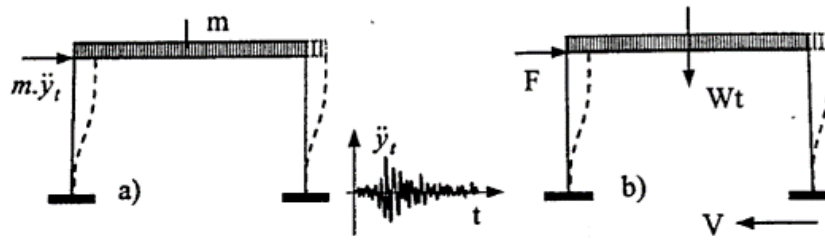
Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.1, beban hidup adalah seluruh beban tidak tetap yang berasal dari penggunaan bangunan tersebut dan tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban gempa, beban angin, beban hujan, dan beban mati. Beban pada lantai dan atap yang berasal dari benda mati maupun benda hidup yang dapat berpindah juga termasuk dalam beban hidup.

#### **3.2.3 Beban Gempa (*Quake Load*)**

Beban gempa merupakan beban yang bekerja pada bangunan yang berasal dari pergerakan tanah akibat getaran/ goncangan gempa bumi. Terdapat dua metode yang dapat digunakan untuk menganalisis beban gempa yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik.

##### **1. Analisis Statik Ekuivalen**

Analisis statik ekuivalen adalah salah satu metode yang digunakan untuk menganalisis struktur gedung terhadap beban gempa dengan menggunakan beban gempa nominal statik ekuivalen, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal dimisalkan sebagai pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah. Analisis statik ekuivalen hanya digunakan pada gedung yang memiliki struktur beraturan dengan ketinggian tidak lebih dari 40 meter atau 10 lantai, untuk itu pada stuktur tidak beraturan dan melebihi 10 lantai perlu dilakukan analisis dengan metode dinamik.



**Gambar 3.1. a) Analisis Dinamik, b) Gaya Horizontal Ekuivalen Statik**

(Sumber: Pawirodikromo, 2012)

Pada gambar 3.1. a), ditunjukkan bahwa pada analisis dinamik getaran/goyangan bangunan diakibatkan oleh beban getaran tanah dalam bentuk accelerogram. Karena hal tersebut, efek beban dinamik kemudian disederhanakan menjadi beban  $F$  yang bekerja di pusat massa. Gaya horizontal yang bekerja di pusat massa bersifat statik yang artinya besar dan letaknya tetap, sedangkan beban dinamik besar dan letaknya berubah-ubah menurut waktu.

## 2. Analisis Dinamik

Analisis dinamik adalah analisis struktur yang pembagian gaya geser gempa pada seluruh tingkat didapatkan dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur suatu bangunan. Analisis dinamik terdiri dari analisis respons spektrum (*Response Spectrum Analysis*), dan analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*). Analisis respons spektrum adalah analisis dinamik struktur bangunan dengan menggunakan suatu spektrum gempa yang disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara periode getar struktur bangunan dengan nilai percepatan bangunan ketika terkena beban gempa. Sedangkan, analisis riwayat waktu adalah suatu analisis yang digunakan untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur bangunan gedung baik yang beraturan maupun yang tidak beraturan dengan menggunakan hasil rekaman akselerogram gempa sebagai input data percepatan gerakan tanah akibat gempa. Analisis dinamik dilakukan pada struktur bangunan bertingkat yang tidak beraturan. Pada perancangan bangunan tahan gempa, analisis dinamik dilakukan untuk mengevaluasi gaya-gaya yang bekerja pada struktur dan mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa.

### 3.3 Perencanaan Bangunan Gedung Tahan Gempa

Dalam SNI 1726-2019 terdapat 3 cara yang dapat digunakan untuk menganalisis beban gempa yaitu analisis statik ekivalen, analisis respons spektrum, dan analisis riwayat waktu (*time history*). Untuk menentukan metode yang akan digunakan, beberapa hal yang perlu diperhatikan antara lain: sistem struktur, properti dinamis, serta keteraturan struktur. Penentuan prosedur analisis yang diizinkan dapat dilihat pada Tabel 16 SNI 1726-2019.

### 3.4 Analisis Dinamik Respons Spektrum

Menurut Pawirodikromo (2012), respons spektrum merupakan suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik dengan periode getar struktur ( $T$ ) sebagai sumbu X dan lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu sebagai sumbu Y. Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom, SDOF*). Respons spektrum dibagi menjadi 2 macam, yaitu respons spektrum elastik dan respons spektrum inelastik. Respons spektrum elastik adalah spektrum berdasarkan respons elastik suatu struktur, sedangkan respons spektrum inelastik adalah spektrum yang diturunkan dari respons spektrum elastik dengan tingkat daktilitas tertentu.

Pada penelitian ini, respon spektrum yang digunakan adalah respons spektrum kota Yogyakarta. Pembuatan respons spektrum didasarkan dari SNI 1726-2019. Analisis dengan metode dinamik respons spektrum lebih sederhana dan lebih singkat jika dibandingkan dengan analisis riwayat waktu. Berikut adalah aspek-aspek yang akan digunakan untuk pembuatan respons spektrum



### 3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Setiap bangunan memiliki kegunaan yang berbeda-beda, ada yang digunakan sebagai tempat tinggal, tempat hiburan, tempat jual beli dan sebagainya. Oleh karena itu, tiap bangunan memiliki faktor keutamaan gempa serta tingkat risiko yang berbeda juga. Penentuan faktor keutamaan gempa didasarkan pada kategori risiko pada bangunan tersebut. Tabel pengelompokkan kategori risiko bangunan dan tabel faktor keutamaan gempa yang tercantum dalam Tabel 3 dan Tabel 4 pada SNI 1726-2019 dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 di bawah ini.

**Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan</li> <li>- Fasilitas Sementara</li> <li>- Gudang Penyimpanan</li> <li>- Rumah jada dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

**Lanjutan Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung  
untuk Beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas Kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi keasdaan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> </ul>	

**Lanjutan Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung  
untuk Beban Gempa**

<b>Jenis Pemanfaatan</b>	<b>Kategori Risiko</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726-2019)

**Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa**

<b>Kategori Risiko</b>	<b>Faktor Keutamaan Gempa, <math>I_e</math></b>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber: SNI 1726-2019)

#### 3.4.2 Sistem Pemikul Gaya Seismik

System pemikul gaya seismik pada tiap bangunan berbeda-beda. Sehingga pada masing-masing bangunan ditentukan oleh beberapa parameter, yaitu koefisien modifikasi respons ( $R$ ), faktor kuat lebih system ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ). Nilai masing-masing factor tersebut dapat dilihat pada Tabel 12 SNI 1726-2019.

#### 3.4.3 Faktor Redundansi

Menurut SNI 1726-2019, untuk struktur dengan desain seismic D, E, dan F menggunakan nilai  $\rho$  1,3. Namun, jika satu dari dua kondisi berikut terpenuhi,  $\rho$  diizinkan diambil sebesar 1,0:

1. Pada masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 15 SNI 1726-2019.
2. Struktur dengan denah yang beraturan di seluruh tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik paling sedikit terdiri dari dua bentang perimeter pemikul gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat,  $h_{sx}$ , untuk konstruksi rangka ringan ditinjau harus sesuai dengan Tabel 15 pada SNI 1726-2019.

#### 3.4.4 Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa

Saat merancang struktur, komponen-elemen struktur, dan elemen-elemen fondasi, kuat rencananya harus sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

$$1,4D \quad (3.1)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5Lr \text{ (atau R)} \quad (3.2)$$

$$1,2D + 1,6Lr \text{ (atau R)} + 1,0L \text{ (atau } 0,5W) \quad (3.3)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 Lr \text{ (atau R)} \quad (3.4)$$

$$0,9D + 1,0W \quad (3.5)$$

$$1,2D + 1,0E_v + 1,0 E_h + L \quad (3.6)$$

$$0,9D - 1,0E_v + 1,0 E_h \quad (3.7)$$

Pengaruh beban gempa arah horizontal ( $E_h$ ) ditentukan dengan persamaan.

$$E_h = \rho QE \quad (3.8)$$

Keterangan :

$\rho$  = faktor redundansi

$QE$  = pengaruh beban gempa arah horizontal dari  $V$  atau  $F_p$

Pengaruh beban gempa arah vertikal ( $E_v$ ) ditentukan dengan persamaan.

$$E_v = 0,2 SDS D \quad (3.9)$$

Keterangan:

$SDS$  = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

D = beban mati

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan:

$$(1,2 + 0,2\text{SDS})D + \rho Q_E + L \quad (3.10)$$

$$(0,9 - 0,2\text{SDS})D + \rho Q_E + 1,6H \quad (3.11)$$

Dalam perencanaan struktur, seluruh beban yang bekerja pada struktur harus diperhitungkan agar bangunan kuat menerima kombinasi pembebanan yang ada. Pada perencanaan struktur dicari kombinasi pembebanan yang paling kritis untuk menentukan kuat perlu. Berikut adalah kuat perlu yang digunakan.

$$1. \quad U = 1,4D \quad (3.12)$$

$$2. \quad U = 1,2 D + 1,6 L \quad (3.13)$$

$$3. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y + L \quad (3.14)$$

$$4. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y + L \quad (3.15)$$

$$5. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y + L \quad (3.16)$$

$$6. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y + L \quad (3.17)$$

$$7. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y + L \quad (3.18)$$

$$8. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y + L \quad (3.19)$$

$$9. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y + L \quad (3.20)$$

$$10. \quad U = (1,2 + 0,2\text{SDS}) D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y + L \quad (3.21)$$

$$11. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y \quad (3.22)$$

$$12. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y \quad (3.23)$$

$$13. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y \quad (3.24)$$

$$14. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y \quad (3.25)$$

$$15. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y \quad (3.26)$$

$$16. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y \quad (3.27)$$

$$17. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y \quad (3.28)$$

$$18. \quad U = (0,9 - 0,2\text{SDS}) D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y \quad (3.29)$$

Keterangan:

D = beban mati

SDS = parameter percepatan respons desain pada periode pendek

L = beban hidup

$\rho$  = factor redudansi

$E_x$  = pengaruh beban gempa arah horizontal

$E_y$  = pengaruh beban gempa arah vertikal

### 3.4.5 Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2019 jenis-jenis tanah yang ada di Indonesia telah ditetapkan dalam beberapa kategori, yaitu batuan keras (SA), batuan (SB), tanah keras (SC), tanah sedang (SD), tanah lunak (SE), dan tanah khusus (SF).

### 3.4.6 Koefisien Situs, $F_a$ , dan $F_v$

Faktor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik dibutuhkan untuk menentukan respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.30)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.31)$$

Keterangan:

$S_s$  = parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek

$S_1$  = parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik

Nilai koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan 3.4 berikut ini.

**Tabel 3.3 Koefisien Situs,  $F_a$**

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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

Lanjutan Tabel 3.3 Koefisien Situs,  $F_a$ 

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3.4 Koefisien Situs,  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
<i>SA</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SB</i>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>SC</i>	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
<i>SD</i>	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
<i>SE</i>	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
<i>SF</i>	$SS^{(a)}$					

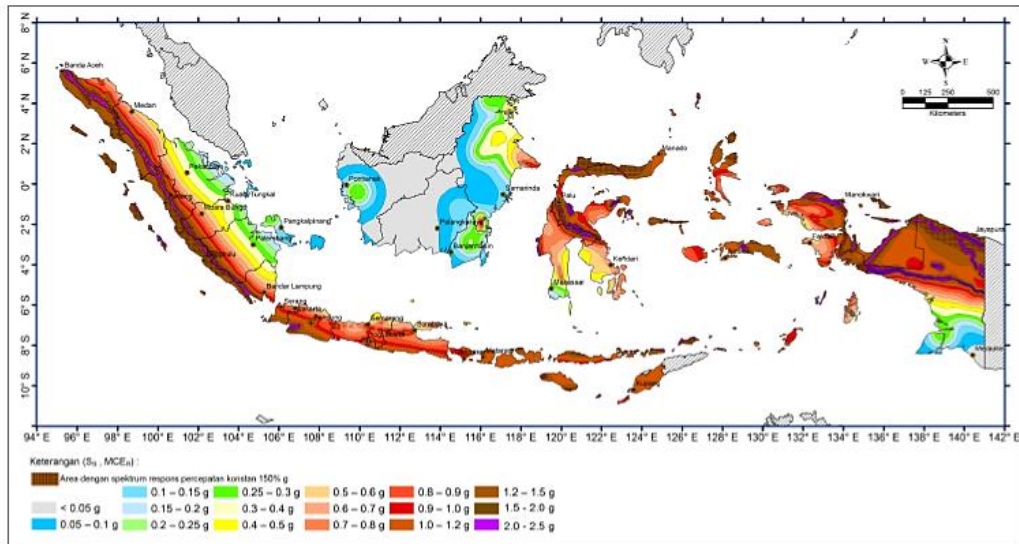
(Sumber: SNI 1726-2019)

Catatan:

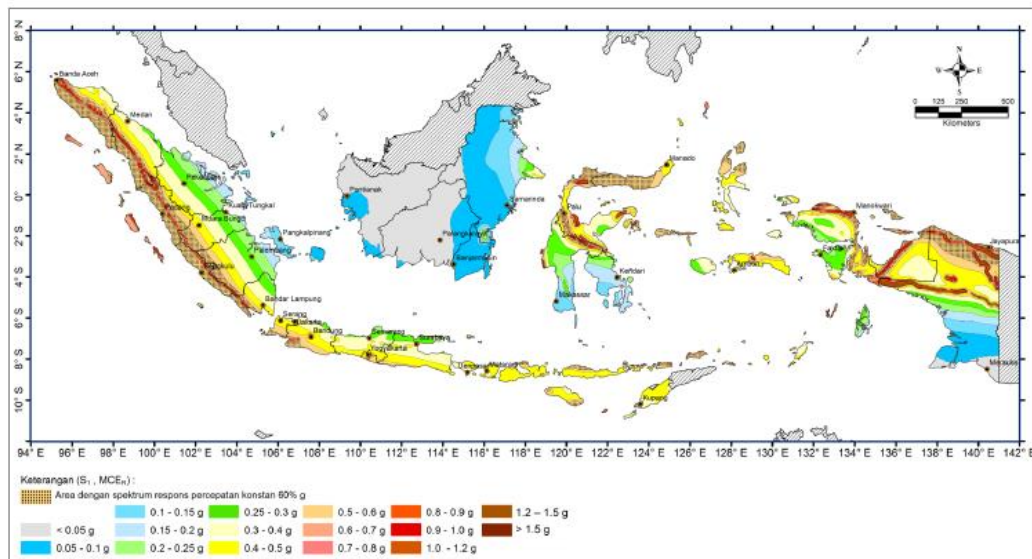
1. Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  yang tidak ada dapat ditentukan dengan interpolasi linier.
2.  $SS$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Nilai parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek ( $S_s$ ) dan nilai parameter respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik ( $S_1$ ) dapat dilihat pada gambar 3.2 dan 3.3 berikut.





**Gambar 3.2 Ss, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)**  
(Sumber : SNI 1726-2019)



**Gambar 3.3 S1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1 detik**  
(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.4.7 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.32)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.33)$$

### 3.4.8 Spektrum Respons Desain

Berikut adalah ketentuan-ketentuan yang harus diperhatikan dalam mencari spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ .

1. Jika periode lebih kecil dari  $T_0$  dapat dihitung dari persamaan berikut.

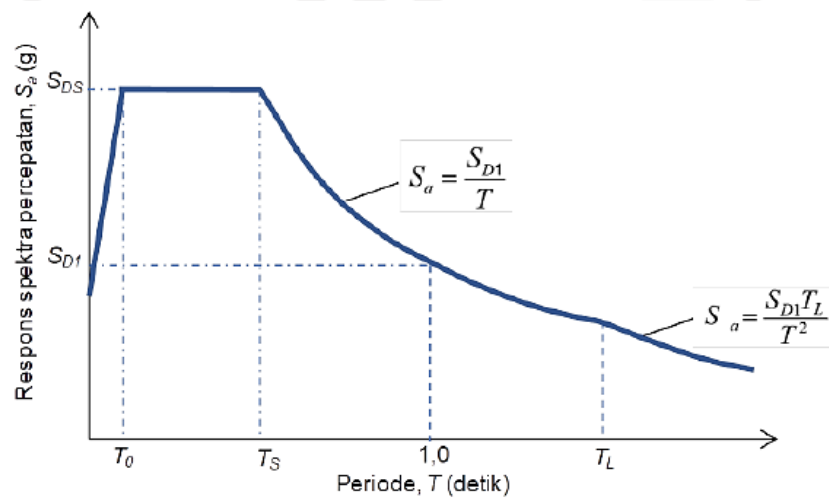
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.34)$$

2. Jika periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_S$ ,  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ .

3. Jika periode lebih besar dari  $T_S$ , tetapi lebih kecil dari atau sama dengan  $T_L$ ,  $S_a$  dihitung dari persamaan berikut.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.35)$$

Berikut adalah gambar desain respons spektrum, dapat dilihat pada gambar 3.6



**Gambar 3.4 Desain Respons Spektrum**

(Sumber: SNI 1726-2019)

Keterangan:

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

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

$T$  = periode gelar fundamental struktur

#### 3.4.9 Kategori Desain Seismik

Sesuai dengan SNI 1726-2019, semua struktur ditetapkan memiliki kategori desain seismic yang berbeda-beda, penentuan kategori desain seismic berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya, yaitu  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Kategori desain seismic tersebut dapat dilihat pada tabel 3.5 dan 3.6 berikut.

**Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek**

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2019)

**Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik**

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

#### 3.4.10 Periode Fundamental Struktur

Berikut adalah tabel koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung dapat dilihat pada tabel 3.7.

**Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726-2019)

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dapat dihitung dari persamaan dibawah ini.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.36)$$

Keterangan;

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan (detik)

$C_t$  dan  $x$  = Koefisien parameter periode pendekatan

$h_n$  = Ketinggian struktur (m)

Berikut adalah tabel nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  dapat dilihat pada tabel 3.8.

**Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$** 

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,80
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,90
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726-2019)

Selain menggunakan Persamaan 3.36, periode struktur ( $T$ ) dapat dicari menggunakan hasil dari analisis ETABS. Hasil dari ETABS dapat digunakan dengan memperhatikan beberapa syarat di bawah ini.

1. Jika  $T_c > C_u.T_a$ , maka digunakan  $T = C_u.T_a$
2. Jika  $T_a < T_c < C_u.T_a$ , maka digunakan  $T = T_c$
3. Jika  $T_c < T_a$ , maka digunakan  $T = T_a$

Besarnya periode struktur ( $T$ ) diketahui dengan menganggap bahwa momen inersia penampang ( $I$ ) mengalami keretakan (*crack*).

#### 3.4.11 Reduksi Momen Inersia Penampang Struktur

Ketika terjadi gempa besar, elemen struktur seperti balok dan kolom akan mengalami keretakan karena menahan momen lentur. Pada saat itu, serat bagian bawah akan tertarik, walaupun beton masih dapat menahan tegangan tarik tersebut, namun sebenarnya beton memiliki kuat tarik yang sangat kecil. Akibat keretakan pada elmen tersebut, maka momen inersia penampang tersebut akan tereduksi daripada penampang yang masih utuh/ sempurna. Besarnya faktor reduksi momen inersia diatur dalam SNI 2847-2019 pada tabel 6.6.3.1. yang dapat dituliskan sebagai berikut.

1. Komponen struktur tekan
  - a. Kolom  $I = 0,70 I_g$
  - b. Dinding
 

Tak retak	$I = 0,70 I_g$
Retak	$I = 0,35 I_g$
2. Komponen struktur lentur
  - a. Balok  $I = 0,35 I_g$
  - b. Pelat datar (*flat plates*) dan slab datar (*flat slabs*)  $I = 0,25 I_g$

#### 3.4.12 Koefisien Respons Seismik

Untuk menghitung nilai koefisien respons seismik ( $C_s$ ) digunakan rumus seperti di bawah ini.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.37)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung dengan persamaan (3.37) tidak perlu lebih besar dari.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.38)$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh kurang dari.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.39)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek

$S_{D1}$  = parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0 detik

R = koefisien modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

### 3.4.13 Gaya Dasar Seismik

Gaya dasar seismic (V) harus ditentukan sesuai dengan persamaan (3.40) berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.40)$$

Keterangan:

$C_s$  = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

## 3.5 Ketidakberaturan Horizontal

Pada penelitian ini struktur yang akan ditinjau adalah struktur yang tidak beraturan. Ketidakberaturan pada struktur dibagi menjadi 2 yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Menurut SNI 1726-2019, ketidakberaturan horizontal terdiri dari.

1. a. Ketidakberaturan torsi.  
b. Ketidakberaturan torsi berlebihan.
2. Ketidakberaturan sudut dalam.
3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.
4. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang.
5. Ketidakberaturan sistem non paralel.

### 3.5.1 Ketidakberaturan Torsi

Adanya pengaruh torsi pada struktur dapat dikategorikan menjadi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Berikut adalah ketentuan dari ketidakberaturan torsi 1a dan 1b.

$$\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}} \quad \rightarrow \text{tanpa ketidakberaturan torsi}$$

$$1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}} \quad \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1a}$$

$$\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}} \quad \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1b}$$

Pada struktur dengan kategori desain seismik C, D, E, dan F, jika mengalami ketidakberaturan 1a dan 1b, maka  $M_{ta}$  pada masing-masing tingkat harus dikalikan dengan faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ). Berikut adalah rumus untuk menghitung  $A_x$ .

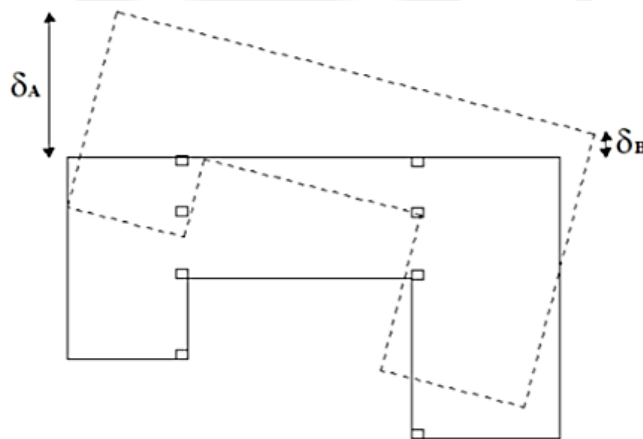
$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (3.41)$$

Keterangan :

$\delta_{\max}$  = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$  (mm)

$\delta_{\text{avg}}$  = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang Dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$  (mm)

Nilai  $A_x$  pada ketentuannya tidak boleh kurang dari 1,0 dan tidak boleh lebih besar dari 3,0. Pembebanan yang lebih parah pada masing-masing elemen harus ditinjau kembali untuk keperluan desain.

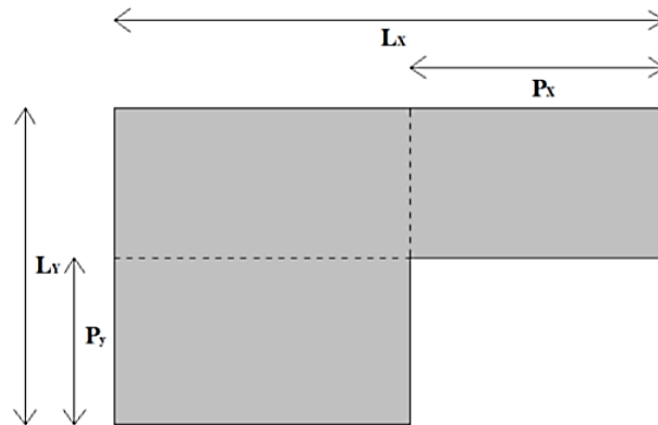


**Gambar 3.5 Ketidakberaturan 1a dan 1b**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.5.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sudut dalam jika pada kedua dimensi proyeksi denah struktur dari sudut dalam  $>15\%$  dimensi denah struktur pada arah yang ditinjau. Ketentuan ada tidaknya ketidakberaturan sudut dalam apabila  $P_y > 0,15 L_t$  dan  $P_x > 0,15 L_x$ . Berikut adalah ilustrasi dari ketidakberaturan sudut dalam.



**Gambar 3.6 Ketidakberaturan Sudut Dalam**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.5.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma jika luas daerah yang terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup atau jika dari satu tingkat ke tingkat selanjutnya terdapat perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50%. Berikut adalah ilustrasi dari ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.



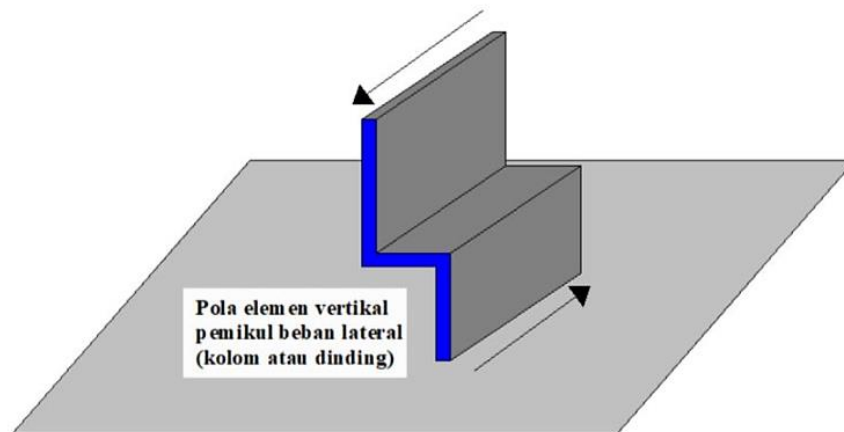
**Gambar 3.7 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.5.4 Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

Ketidakteraturan ini dikatakan ada apabila terdapat diskontinuitas pada lintasan tahanan gaya lateral seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang elemen vertikal. Ilustrasi ketidakberaturan pergeseran tegak lurus terhadap bidang dapat dilihat pada Gambar 3.10.



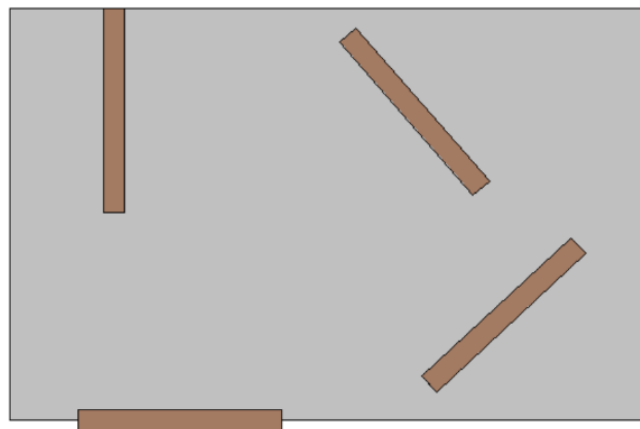


**Gambar 3.8 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.5.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Suatu struktur dikatakan mengalami ketidakberaturan sistem nonparalel jika terdapat elemen vertikal tidak paralel terhadap sumbu-sumbu utama sistem penahan gempa. Ilustrasi ketidakberaturan sistem nonparalel dapat dilihat pada gambar 3.11.



**Gambar 3.9 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel**

(Sumber: SNI 1726-2019)

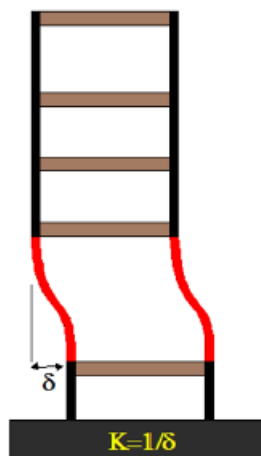
### 3.6 Ketidakberaturan Vertikal

Menurut SNI 1726-2019, ketidakberaturan vertikal pada struktur terdiri dari.

1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan
2. Ketidakberaturan berat (massa)
3. Ketidakberaturan geometri vertikal
4. Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral
5. Ketidakberaturan tingkat lemah dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat

#### 3.6.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakteraturan tingkat lunak dibagi menjadi ketidakberaturan tingkat lunak (1a) dan ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b). Ketidakberaturan 1a ada bila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya  $< 70\%$  kekakuan tingkat di atasnya atau  $< 80\%$  kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakberaturan 1b ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya  $< 60\%$  kekakuan lateral tingkat di atasnya atau  $< 70\%$  kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Berikut adalah gambaran ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a dan 1b ditunjukkan pada Gambar 3.12.

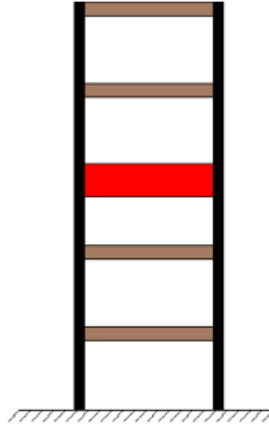


**Gambar 3.10 Ketidakberaturan 1a dan 1b**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.6.2 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat (massa) ada jika massa efektif di sembarang tingkat >150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Berikut adalah gambaran ketidakberaturan berat (massa), ditunjukkan pada Gambar 3.13.

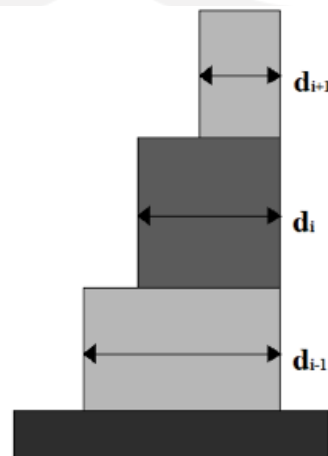


**Gambar 3.11 Ketidakberaturan Berat (Massa)**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.6.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan tipe ini didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat >130% dimensi horizontal seismik pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya. Berikut adalah gambaran tipe ketidakberaturan geometri vertikal, ditunjukkan pada Gambar 3.14.

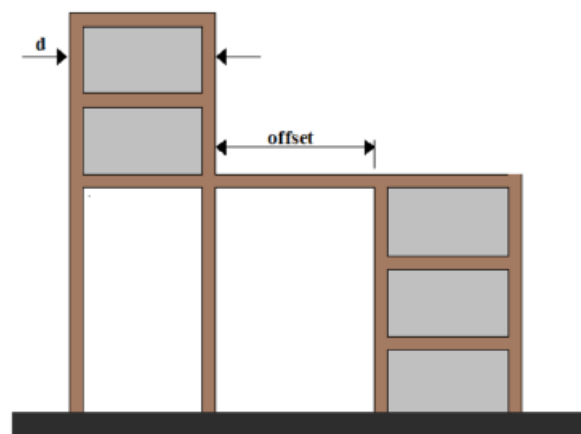


**Gambar 3.12 Ketidakberaturan Geometri Vertikal**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.6.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertical Pemikul Gaya Lateral.

Ketidakberaturan tipe ini ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elmen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya. Berikut adalah gambaran ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertical pemikul gaya lateral, 4, ditunjukkan pada Gambar 3.15.

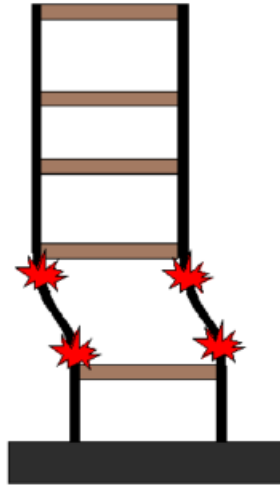


**Gambar 3.13 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertical Pemikul Gaya Lateral.**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.6.5 Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.

Ketidakberaturan ini adalah ketidakberaturan tipe 5a dan 5b. Ketidakberaturan tipe 5a ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Sedangkan ketidakberaturan tipe 5b ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Berikut adalah gambaran ketidakberaturan tipe 5a dan 5b ditunjukkan pada Gambar 3.16.

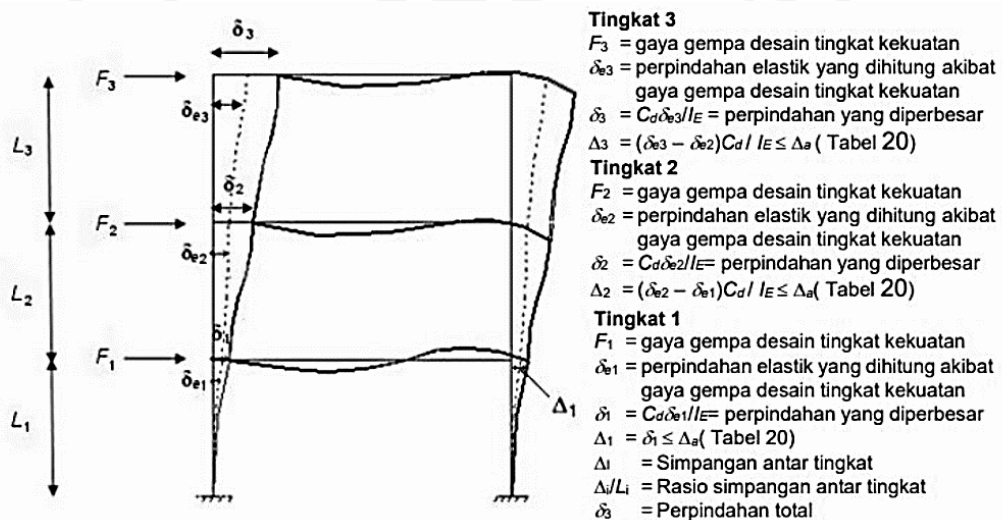


**Gambar 3.14 Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.**

(Sumber: SNI 1726-2019)

### 3.7 Simpangan antar Tingkat

Simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus ditentukan dengan menghitung perbedaan simpangan pada titik pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang sedang ditinjau. Jika titik pusat massa tidak sejajar secara vertikal, maka simpangan pada dasar tingkat dapat dihitung berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.



**Gambar 3.15 Penentuan Simpangan Antar Tingkat**

(Sumber: SNI 1726-2019)

Pada struktur dengan kategori desain seismik C, D, E, dan F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari simpangan titik-titik yang segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur, di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa di tingkat x ( $\delta_x$ ) bisa dihitung dengan persamaan 3.42 berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.42)$$

Keterangan :

$C_d$  = Faktor pembesaran simpangan lateral

$\delta_{xe}$  = Simpangan di tingkat x yang ditentukan dengan analisis elastik

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

Nilai simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak diperbolehkan melebihi nilai simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ). Nilai simpangan antar tingkat izin berbeda-beda tergantung dari struktur serta kategori risiko bangunan yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 3.9.

**Tabel 3.9 Simpangan antar Tingkat Izin ( $\Delta_a$ )**

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
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 1726-2019)

### 3.8 P-delta

Menurut SNI 1726-2019, pengaruh p-delta pada geser dan tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan jika nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) kurang dari atau sama dengan persamaan 3.43 berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.43)$$

Nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh lebih dari  $\theta_{\max}$  yang dapat dihitung pada persamaan 3.44 berikut.

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (3.44)$$

Keterangan:

- $P_x$  = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); jika menghitung  $P_x$ , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0
- $\Delta$  = simpangan antar tingkat desain yang terjadi serentak dengan  $V_x$  (mm)
- $I_e$  = faktor keutamaan gempa
- $V_x$  = gaya geser seismik yang bekerja pada tingkat x dan x-1 (kN)
- $h_{sx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
- $C_d$  = faktor pembesaran defleksi
- $\beta$  = Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antar tingkat x dan x-1.  
Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0

Jika  $0,10 < \theta \leq \theta_{\max}$ , maka faktor peningkatan terkait dengan penagruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur haru ditentukan secara rasional. Alternatif yang dapat digunakan adalah dengan mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan  $1,0/(1 - \theta)$ . Namun jika  $\theta > \theta_{\max}$ , maka struktur harus di desain ulang karena struktur berpotensi tidak stabil.

### 3.9 Fleksibilitas Diafragma

Pada SNI 1726-2019, analisis struktur harus memperhitungkan kekakuan relatif diafragma dan kekakuan relatif elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik. Kecuali, jika dapat diidealisasikan baik diafragma fleksibel atau diafragma kaku sesuai dengan 3.9.1, 3.9.2, dan 3.9.3 harus menyertakan perhitungan kekakuan diafragma saat analisis struktur, diasumsikan permodelan semi kaku.

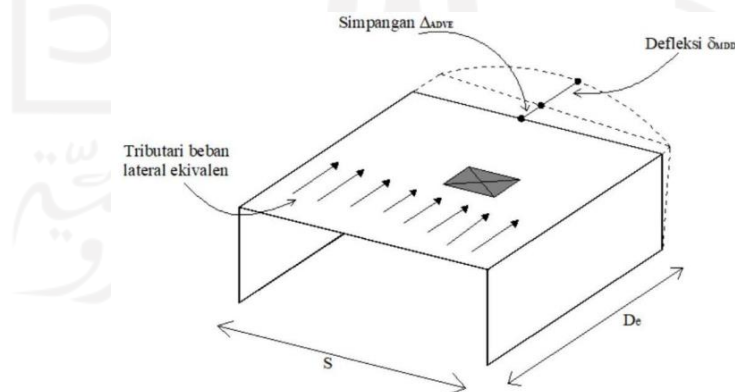
### 3.9.1 Kondisi Diafragma Fleksibel

Menurut SNI 1726-2019, diafragma yang terbuat dari dek baja tanpa penutup atau panel struktur kayu dapat dikategorikan sebagai diafragma fleksibel apabila memenuhi salah satu kondisi dibawah ini.

1. Struktur yang elemen vertikalnya berupa rangka baja dengan bresing, rangka baja dan beton komposit dengan bresing, atau beton, dinding bata, baja, atau dinding geser komposit baja dan beton.
2. Bangunan hunian satu atau dua tingkat.
3. Struktur rangka ringan dengan kondisi.
  - a. Penutup beton atau material serupa tidak ditempatkan di atas panel diafragma kayu kecuali untuk penutup nonstruktural dengan tebal tidak lebih dari 38 mm.
  - b. Setiap baris elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik memenuhi simpangan antar tingkat izin.

### 3.9.2 Kondisi Diafragma Kaku

Struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dengan diafragma pelat beton atau dek metal yang diberi penutup beton dengan perbandingan  $S/D_e$  sebesar 3 atau kurang dapat dikategorikan sebagai diafragma kaku. Berikut adalah ilustrasi untuk menentukan  $S$  dan  $D_e$ .



**Gambar 3.16 Definisi  $S$  dan  $D_e$**

(Sumber: SNI 1726-2019)



### 3.9.3 Kondisi Diafragma Fleksibel yang Dihitung

Diafragma yang tidak memnuhi kondisi diafragma fleksibel dan diafragma kaku bisa dikategorikan diafragma fleksibel jika:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (3.45)$$

### 3.9.4 Peningkatan Gaya akibat Ketidakberaturan untuk Kategori Desain Seismik D hingga F

Pada struktur dengan kategori desain seismik D, E, dan F dengan ketidakberaturan horizontal tipe 1a, 1b, 2, 3, atau 4 dan ketidakberaturan vertikal tipe 4, gaya desain diafragma harus ditingkatkan sebesar 25% untuk elemen-elemen berikut.

1. Sambungan antara diafragma dengan elemen-elemen vertikal dan dengan elemen-elemen kolektor.
2. Elemen kolektor dan sambungannya, termasuk sambungan-sambungan ke elemen vertikal dari sistem pemikul gaya seismik.

## 3.10 Gaya Desain Diafragma

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.10.1.1, diafragma lantai dan diafragma atap harus didesain untuk menahan gaya gempa desain dari analisis struktur. Nilai gaya desain diafragma tidak boleh kurang dari persamaan 3.46 berikut.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} \cdot w_{px} \quad (3.46)$$

Keterangan:

$F_{px}$  = gaya desain diafragma tingkat x

$F_i$  = gaya desain yang diterapkan di tingkat i

$w_i$  = tributari berat sampai tingkat

$w_{px}$  = tributari berat sampai diafragma di tingkat x

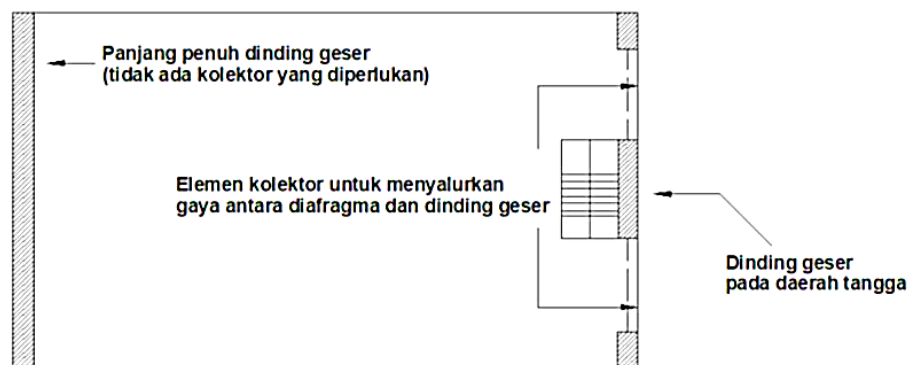
Nilai  $F_{px}$  pada persamaan 3.46 tidak boleh kurang dari persamaan 3.47 dan tidak boleh lebih dari persamaan 3.48.

$$F_{px} = 0,2 \cdot S_{DS} I_e w_{px} \quad (3.47)$$

$$F_{px} = 0,4 \cdot S_{DS} I_e w_{px} \quad (3.48)$$

### 3.11 Elemen Kolektor

Kolektor merupakan elemen tarik atau tekan yang berfungsi mengumpulkan gaya geser yang berasal dari diafragma, kemudian gaya tersebut disalurkan ke elemen vertikal. (Hafifah, 2018). Berikut adalah gambar yang dapat dijadikan acuan untuk mengidentifikasi elemen kolektor pada struktur bangunan.



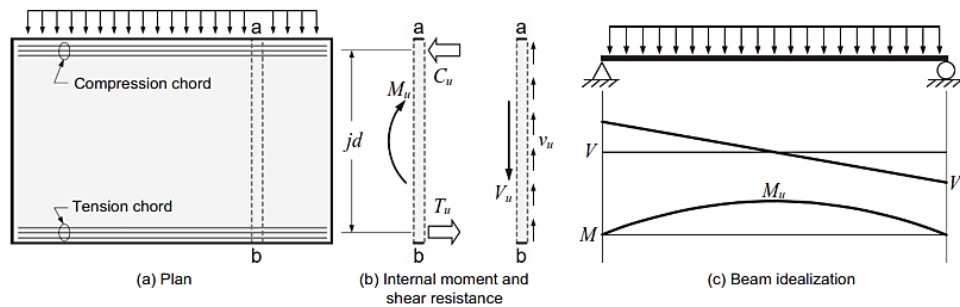
**Gambar 3.17 Kolektor**

(Sumber: SNI 1726-2019)

Budiono, dkk. (2017) menyatakan bahwa metode yang dapat dilakukan untuk mengidentifikasi elemen kolektor yaitu dengan mengubah semua elemen balok menjadi elemen kolom untuk mencari gaya-gaya aksial pada balok-balok lantai. Gaya lateral gempa dapat mengakibatkan elemen-elemen menyerap gaya aksial yang cukup besar, kemudian elemen-elemen tersebut akan di desain sebagai elemen kolektor. Perhitungan dilakukan dengan membandingkan nilai  $P_u$  dengan nilai  $0,1A_g f'_c$ , jika  $P_u > 0,1A_g f'_c$  maka elemen tersebut merupakan elemen kolektor.

### 3.12 Elemen Kord

Hafifah (2018) menyatakan bahwa kord adalah elemen balok atau pelat lantai yang berada di tepi bangunan yang berfungsi sebagai penahan gaya tarik dan tekan yang terjadi akibat gaya gempa pada diafragma. Berikut adalah persamaan untuk menghitung gaya tarik dan gaya tekan yang terjadi. Berikut adalah gambar yang dapat dijadikan acuan untuk mengidentifikasi elemen kolektor pada struktur bangunan.



**Gambar 3.18 Kord**  
(Sumber: NIST.GCR.16-917-42)

Gaya tarik dan gaya tekan yang terjadi.

$$T_u = \frac{M_u}{d} \quad (3.51)$$

Luas tulangan perlu pada kord

$$A_s = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} \quad (3.52)$$

Budiono, dkk. (2017) membandingkan gaya geser nominal perlu diafragma ( $V_n$ ) dengan gaya geser beton diafragma ( $V_c$ ) menggunakan persamaan 3.51 dan 3.52 berikut.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (3.53)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.54)$$

Jika nilai  $V_c > V_n$  maka tidak diperlukan tulangan geser, sebaliknya jika nilai  $V_c < V_n$  maka diperlukan tulangan geser. Ginanjar (2020) mengutip pada Modul Praktikum Bahan Teknik I (2011) bahwa untuk mendapatkan kekuatan geser bahan agak sulit, sehingga digunakan persamaan konservatif kuat geser baja = 0,4.Kekuatan tarik.

## **BAB IV**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

#### **4.1 Jenis Penelitian**

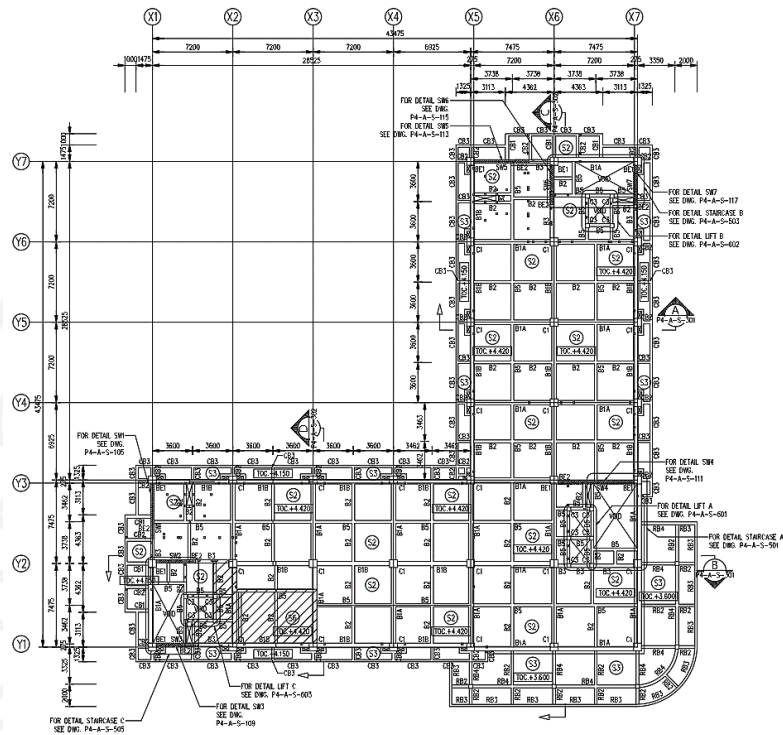
Penelitian yang akan dilakukan bersifat studi kasus dengan metode deskriptif. Penelitian dilakukan pada salah satu bangunan bertingkat tidak beraturan yang ada di Yogyakarta. Penelitian ini menggunakan data beban gempa respons spektrum pada kota Yogyakarta. Proses analisis struktur menggunakan *software* ETABS v18.1.1.

#### **4.2 Data Bangunan**

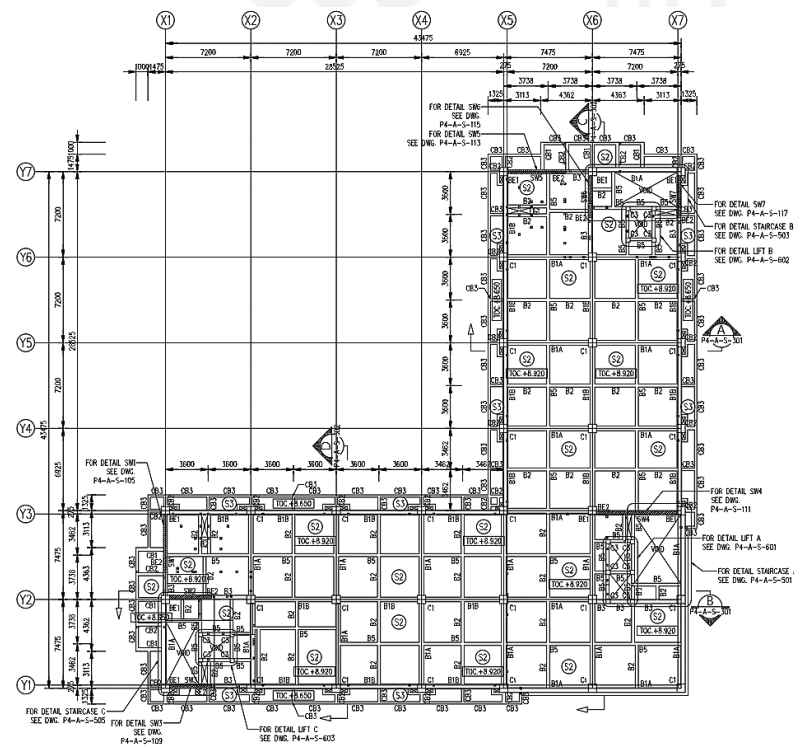
Data-data yang diperlukan untuk melakukan penelitian ini didapatkan dari hasil pengamatan dan sumber-sumber tertentu. Data-data tersebut meliputi gambar struktur, mutu bahan, kondisi tanah, dan rekaman gempa. Berikut adalah data-data yang akan digunakan dalam penelitian.

1. Gambar Struktur

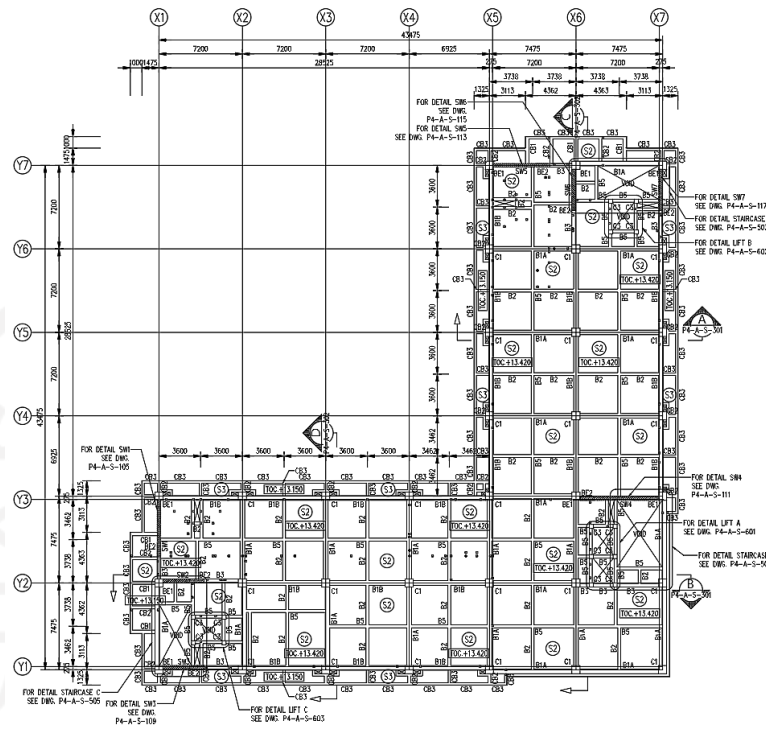
Berikut adalah gambar struktur dari bangunan gedung perkuliahan yang berjumlah 6 lantai. Denah dan potongan bangunan dapat dilihat pada gambar 4.1 sampai 4.9.



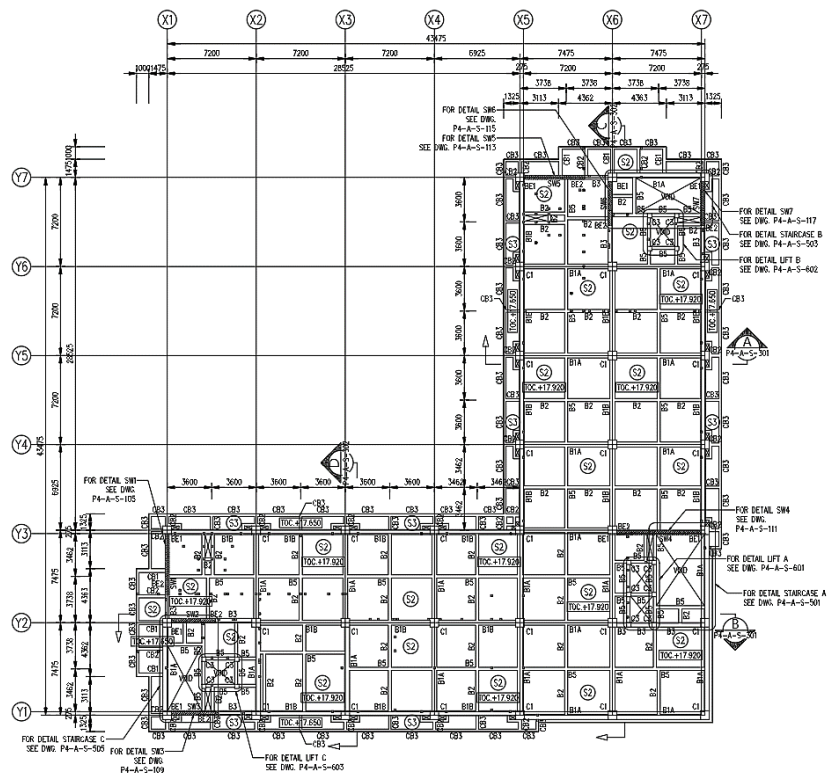
Gambar 4.1 Denah Tingkat 1



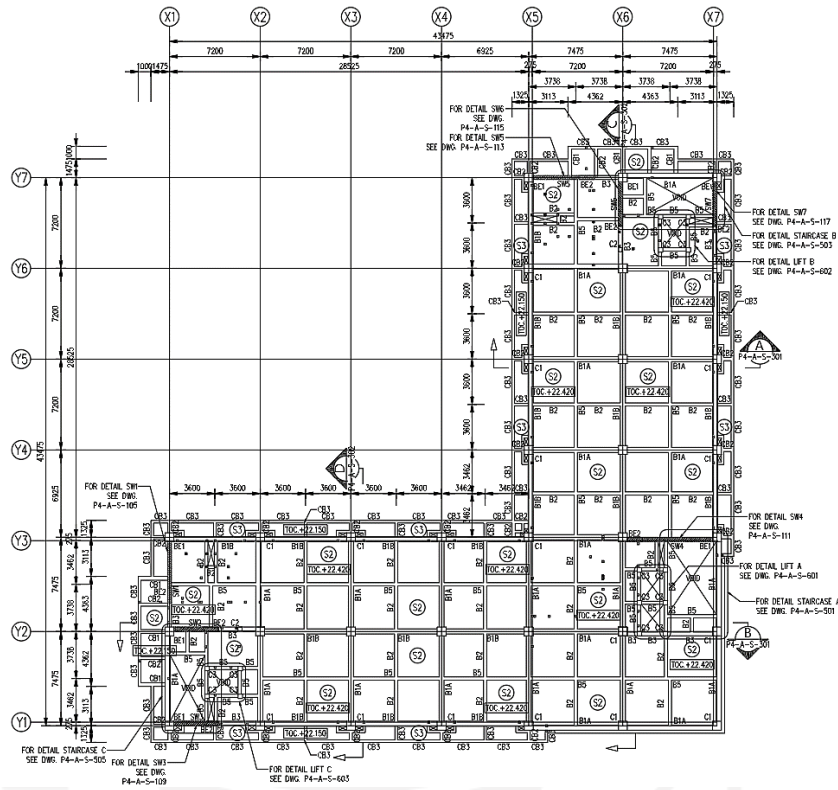
Gambar 4.2 Denah Tingkat 2



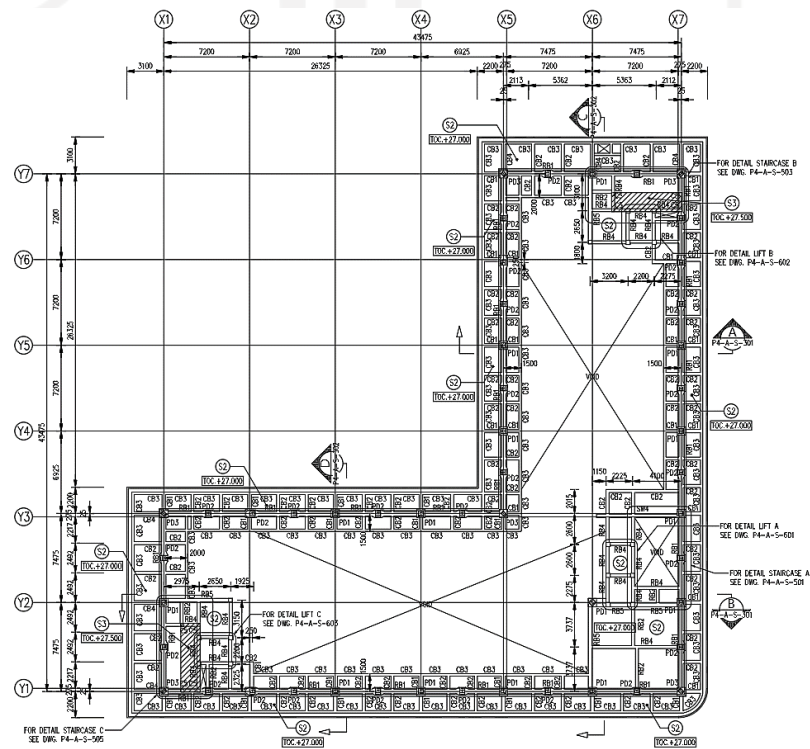
Gambar 4.3 Denah Tingkat 3



Gambar 4.4 Denah Tingkat 4

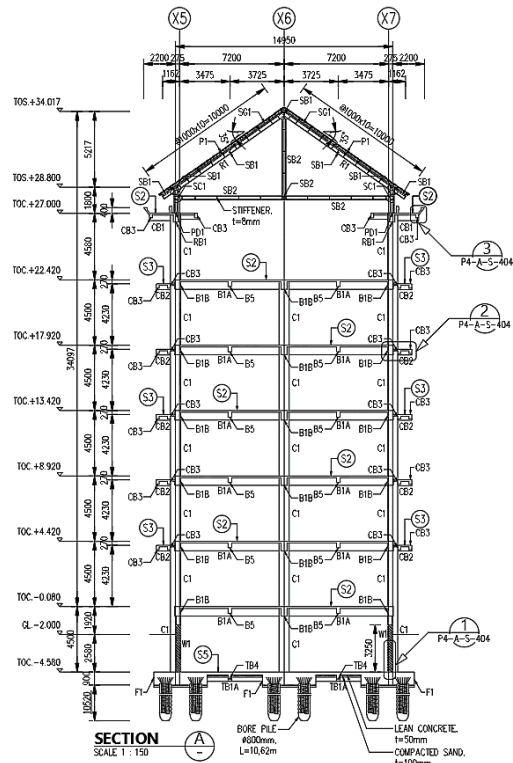


Gambar 4.5 Denah Tingkat 5

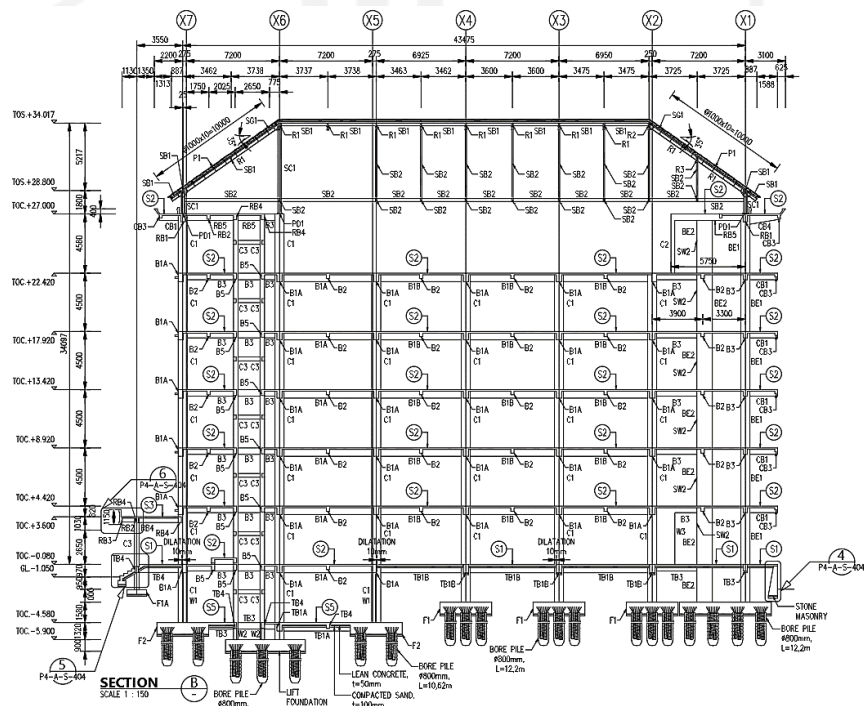


Gambar 4.6 Denah Tingkat 6



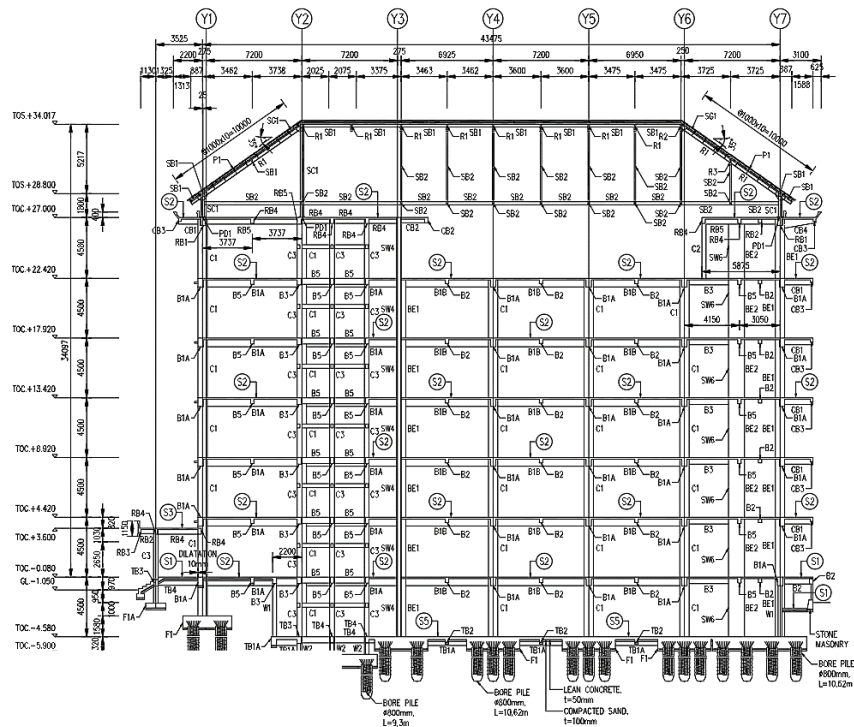


Gambar 4.7 Potongan Section A



Gambar 4.8 Potongan Section B





**Gambar 4.9 Potongan Section C**

2. Mutu Beton

Mutu beton yang digunakan pada gedung yang diteliti adalah sebagai berikut.

- $f'c = 30 \text{ Mpa}$
- Berat jenis beton  $= 2,4 \text{ ton/m}^3$
- Modulus elastisitas  $= 4700 \sqrt{f'c} = 25742,9602 \text{ Mpa}$

3. Mutu Baja Tulangan

Mutu beton yang digunakan pada gedung yang diteliti adalah sebagai berikut.

- $F_y = 420 \text{ MPa}$
- $F_u = 560 \text{ MPa}$
- $F_{ya} = 525 \text{ MPa}$
- $F_{ua} = 700 \text{ MPa}$

4. Kondisi Tanah

Kondisi tanah di Yogyakarta adalah tanah sedang.

### 4.3 Permodelan Struktur

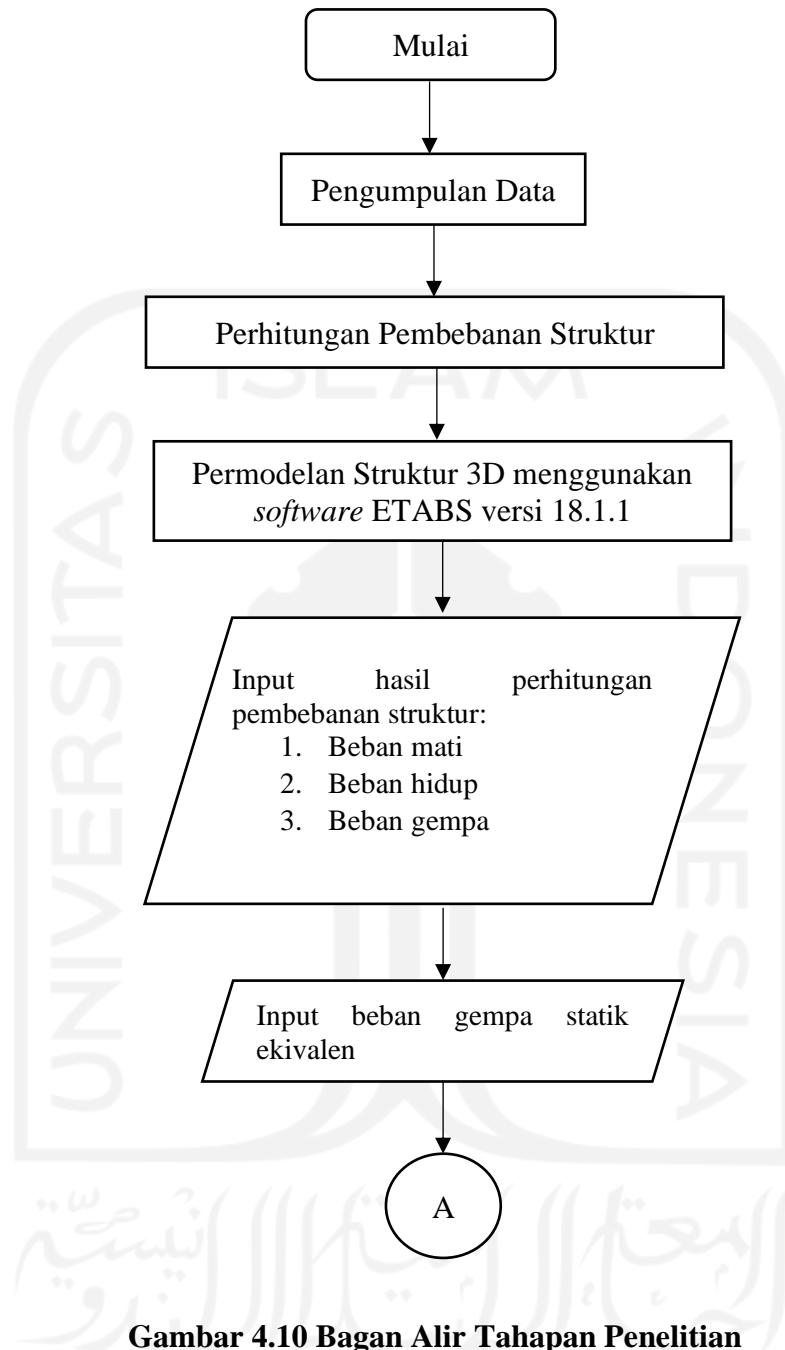
Permodelan struktur gedung dilakukan menggunakan bantuan *software* ETABS v18.1.1 agar mempermudah analisis respons spektrum dan analisis gaya desain diafragma.

### 4.4 Tahapan Penelitian

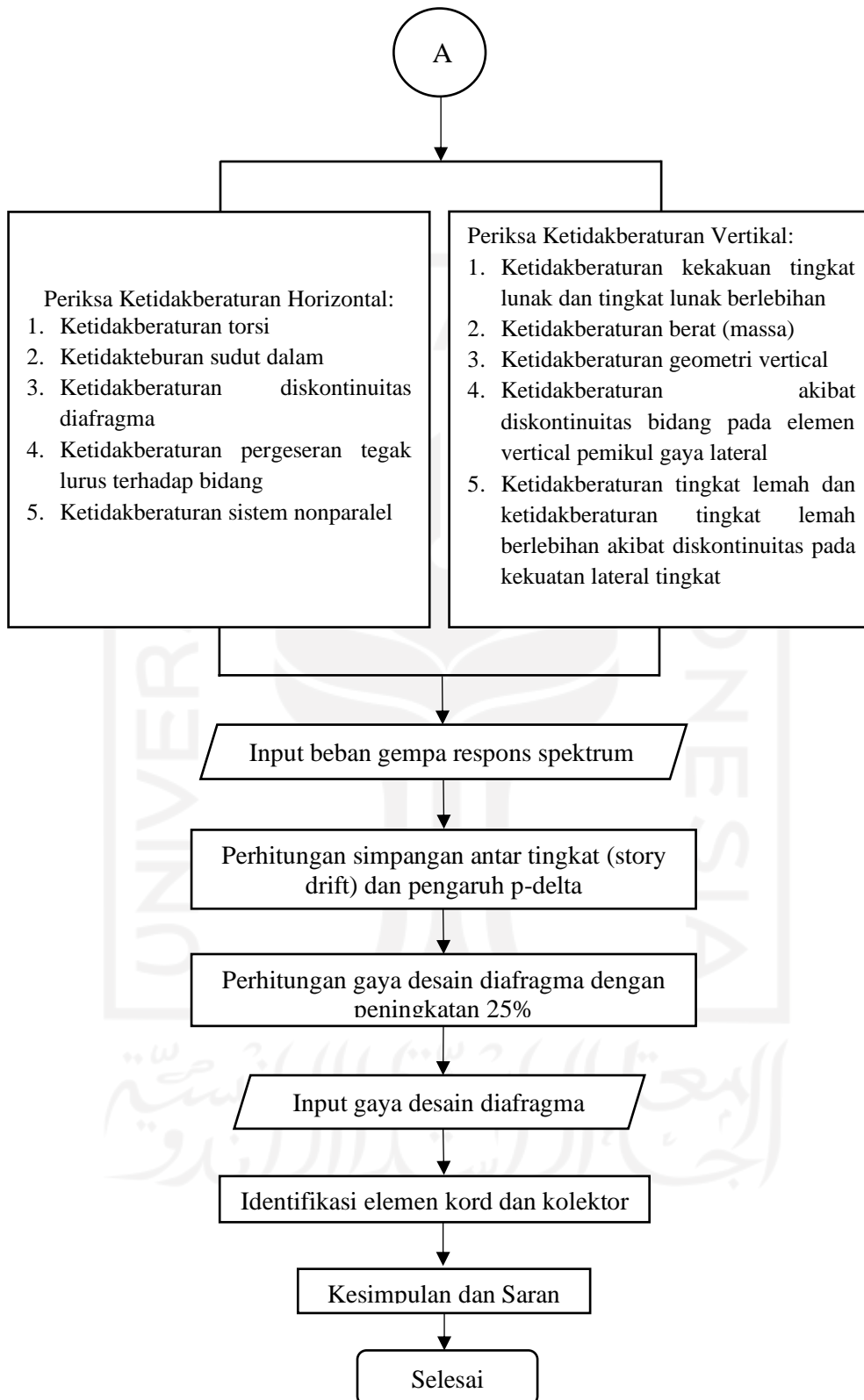
Tahapan penelitian yang akan dilakukan untuk menyelesaikan penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengumpulkan data-data yang diperlukan untuk penelitian.
2. Menghitung pembebanan mati dan hidup pada struktur, serta menghitung berat total bangunan.
3. Melakukan permodelan struktur balok, kolom, pelat, dan dinding geser di ETABS sesuai dengan data-data yang telah didapatkan.
4. Menginput beban gempa respons spektrum.
5. Menganalisis hasil beban gempa
6. Menganalisis gaya desain diafragma
7. Menyimpulkan hasil

Tahapan-tahapan di atas dapat diringkas dalam bentuk *flowchart* seperti pada Gambar 4.10.



**Gambar 4.10 Bagan Alir Tahapan Penelitian**



**Lanjutan Gambar 4.10 Bagan Alir Tahapan Penelitian**

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Data Elemen Struktur

##### 5.1.1 Balok

Tipe-tipe balok beserta dimensinya yang digunakan pada gedung yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Balok**

No	Tipe Balok	Dimensi	
		B (mm)	H (mm)
1	B1A	400	650
2	B1B	400	650
3	B2	250	400
4	B3	300	500
5	B4	200	300
6	B5	250	400
7	CB1	300	500
8	CB2	250	400
9	CB3	200	300
10	CB4	300	500
11	RB1	350	600
12	RB2	250	400
13	RB3	200	300
14	RB4	250	450
15	RB5	300	500

##### 5.1.2 Kolom

Tipe-tipe kolom beserta dimensinya yang digunakan pada gedung yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

**Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Kolom**

No	Tipe Kolom	Dimensi (mm)
1	C1	700 x 700
2	C2	300 x 300
3	C3	350 x 350
4	C4	400 x 400
5	C5	250 x 250

### 5.1.3 Pelat

Tipe-tipe pelat beserta dimensinya yang digunakan pada gedung yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

**Tabel 5.3 Tipe dan Dimensi Pelat**

No	Tipe Pelat	Dimensi (mm)
1	S1	100
2	S2	120
3	S3	110

### 5.1.4 Dinding Geser

Tipe-tipe dinding geser beserta dimensinya yang digunakan pada gedung yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

**Tabel 5.4 Tipe dan Dimensi Dinding Geser**

No	Tipe	Dimensi	
		t (mm)	L (mm)
1	SW1	300	5050
2	SW2	300	3875
3	SW3	300	3825
4	SW4	300	7325
5	SW5	300	5200
6	SW6	300	3875
7	SW7	300	3875

### 5.1.5 Elevasi antar Tingkat

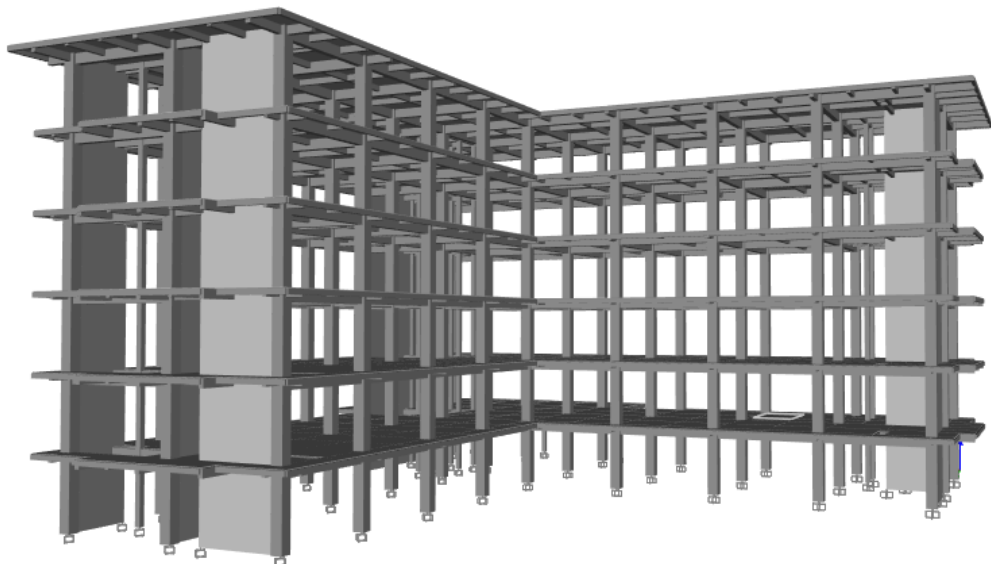
Berikut adalah data elevasi antar tingkat pada gedung perkuliahan yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.5.

**Tabel 5.5 Elevasi antar Tingkat**

No	Lantai	Tinggi Tingkat (m)	Elevasi Lantai (m)
1	Lantai 1	4,5	4,5
2	Lantai 2	4,5	9
3	Lantai 3	4,5	13,5
4	Lantai 4	4,5	18
5	Lantai 5	4,5	22,5
6	Lantai 6	4,5	27

### 5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa, ketiga beban tersebut akan didistribusikan pada bangunan utama. Berikut adalah permodelan gedung pada ETABS dapat dilihat pada Gambar 5.1



**Gambar 5.1 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan**

### 5.2.1 Beban Mati

Berikut adalah perhitungan beban mati yang digunakan pada gedung perkuliahan yang diteliti.

#### 1. Beban mati di atas pelat lantai

##### a. Pelat dengan tebal 120 mm

Pelat	= 0,12 m x 23,5360 kN/m <sup>3</sup>	= 2,8243	kN/m <sup>2</sup>
Spesi	= 0,03 m x 16,671 kN/m <sup>3</sup>	= 0,5001	kN/m <sup>2</sup>
Pasir	= 0,03 m x 15,691 kN/m <sup>3</sup>	= 0,4707	kN/m <sup>2</sup>
Keramik		= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC		= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Eternit		= 0,180	kN/m <sup>2</sup>
Mechanical/ electrical		= 0,12	kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati		= 4,4361	kN/m <sup>2</sup>
Beban mati input ETABS		= 4,4361 kN/m <sup>2</sup> – 2,8243 kN/m <sup>2</sup>	
		= 1,6118	kN/m <sup>2</sup>

##### b. Pelat dengan tebal 110 mm

Pelat	= 0,11 m x 23,5360 kN/m <sup>3</sup>	= 2,5890	kN/m <sup>2</sup>
Spesi	= 0,03 m x 16,671 kN/m <sup>3</sup>	= 0,5001	kN/m <sup>2</sup>
Pasir	= 0,03 m x 15,691 kN/m <sup>3</sup>	= 0,4707	kN/m <sup>2</sup>
Keramik		= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC		= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Eternit		= 0,180	kN/m <sup>2</sup>
Mechanical/ electrical		= 0,12	kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati		= 4,2008	kN/m <sup>2</sup>
Beban mati input ETABS		= 4,2008 kN/m <sup>2</sup> – 2,5890 kN/m <sup>2</sup>	
		= 1,6118	kN/m <sup>2</sup>

#### 2. Beban mati di atas pelat atap

##### a. Pelat dengan tebal 120 mm

Pelat	= 0,12 m x 23,5360 kN/m <sup>3</sup>	= 2,8243	kN/m <sup>2</sup>
Spesi	= 0,03 m x 16,671 kN/m <sup>3</sup>	= 0,5001	kN/m <sup>2</sup>



Kedap air = 0,02 m x 0,02 kN/m <sup>3</sup>	= 0,0004	kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC	= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Eternit	= 0,180	kN/m <sup>2</sup>
Mechanical/ electrical	= 0,12	kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati	= 3,794	kN/m <sup>2</sup>
Beban mati input ETABS	= 3,794 kN/m <sup>2</sup> – 2,8243 kN/m <sup>2</sup>	
	= 0,970 kN/m <sup>2</sup>	

b. Pelat dengan tebal 110 mm

Pelat = 0,11 m x 23,5360 kN/m <sup>3</sup>	= 2,5890	kN/m <sup>2</sup>
Spesi = 0,03 m x 16,671 kN/m <sup>3</sup>	= 0,5001	kN/m <sup>2</sup>
Kedap air = 0,02 m x 0,02 kN/m <sup>3</sup>	= 0,0004	kN/m <sup>2</sup>
Ducting AC	= 0,172	kN/m <sup>2</sup>
Eternit	= 0,180	kN/m <sup>2</sup>
Mechanical/ electrical	= 0,12	kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati	= 3,559	kN/m <sup>2</sup>
Beban mati input ETABS	= 3,559 kN/m <sup>2</sup> – 2,5890 kN/m <sup>2</sup>	
	= 0,970 kN/m <sup>2</sup>	

### 5.2.2 Beban Hidup

Beban hidup pada gedung perkuliahan yang diteliti didasarkan pada SNI 1727-2020. Gedung tersebut berfungsi sebagai bangunan sekolah maka untuk pelat lantai digunakan beban hidup sebesar 1,92 kN/m<sup>2</sup>. Sedangkan untuk pelat atap digunakan beban hidup sebesar 1,009 kN/m<sup>2</sup>.

## 5.3 Beban gempa

Beban gempa yang digunakan pada penelitian ini adalah beban gempa statik ekuivalen dan beban gempa respons spektrum. Kedua beban gempa tersebut dihitung berdasarkan SNI 1726-2019.

### 5.3.1 Statik Ekuivalen

Sebelum dilakukan analisis struktur, untuk menentukan ketidakberaturan horizontal diperlukan beban gempa statik ekuivalen.

1. Berat bangunan

Berat bangunan didapatkan dari hasil output ETABS yang hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5.5 Berat Bangunan**

Lantai	Wi (kN)
6	30184,1593
5	12886,6213
4	12886,6213
3	12886,6213
2	12886,6213
1	13795,6207
Base	0
Total	95526,2654

2. Koefisien respons seismik

Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan nilai koefisien respons seismik.

$$\begin{aligned}
 C_S &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,780}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,1463 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{S(\min)} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\
 &= 0,044 \cdot 0,780 \cdot 1,5 \\
 &= 0,0515 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{S(\max)} &= \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,780}{1,376 \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,0826 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $C_S$  melebihi nilai  $C_{S(\max)}$ , maka nilai  $C_S$  yang digunakan adalah

$C_{S(\max)}$  yaitu 0,0826 g

## 3. Gaya Seismik

$$\begin{aligned} V &= C_s \cdot W \\ &= 0,1272 \cdot 62502,288 \\ &= 7953,2149 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 4. Nilai k

Nilai k dihitung dengan interpolasi linier dengan syarat

$$T \leq 0,5 \text{ detik, } k=1$$

$$T \geq 2,5 \text{ detik, } k=2$$

Maka, dengan nilai T sebesar 1,376 didapatkan hasil interpolasi nilai k sebesar 1,438.

## 5. Distribusi gaya seismik

Berikut adalah contoh perhitungan distribusi gaya seismik pada lantai 1 gedung tersebut.

a. Penentuan  $W \cdot h^k$ 

$$\begin{aligned} W \cdot h^k &= 13795,6207 \cdot 4,5^{1,438} \\ &= 119966,736 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Penentuan  $C_{vx}$ 

$$\begin{aligned} C_{vx} &= \frac{W \cdot h^k}{\sum W \cdot h^k} \\ &= \frac{119966,736}{6376186,292} \\ &= 0,019 \end{aligned}$$

c. Penentuan  $F_x$ 

$$\begin{aligned} F_x &= C_{vx} \cdot V \\ &= 0,019 \cdot 7888,6489 \\ &= 148,4234 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut adalah rekap perhitungan distribusi gaya seismik semua lantai pada gedung yang diteliti dapat dilihat pada Tabel 5.6.

**Tabel 5.6 Distribusi Gaya Seismik**

Lantai	Wi (kN)	h (m)	k	W.h <sup>k</sup>	Cv	Fx (kN)
6	30184,1593	27,00	1,1965	3452074,635	0,541	4270,9236
5	12886,6213	22,50	1,1965	1133907,240	0,178	1402,8756
4	12886,6213	18,00	1,1965	822661,039	0,129	1017,8003
3	12886,6213	13,50	1,1965	543950,057	0,085	672,9777
2	12886,6213	9,00	1,1965	303626,586	0,048	375,6483
1	13795,6207	4,50	1,1965	119966,736	0,019	148,4234
<b>Total</b>				6376186,292		7888,6489

### 5.3.2 Respons spektrum

Berikut adalah tahapan perhitungan beban gempa respons spektrum menurut SNI 1726-2019.

1. Penentuan kategori desain seismik

Gedung Perkuliahan di kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang (SD). Jika dilihat dari Tabel 3.1, bangunan tersebut berfungsi sebagai gedung perkuliahan, maka bangunan tersebut termasuk fasilitas pendidikan dengan kategori risiko IV. Nilai faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) kategori risiko IV yaitu 1,5.

2. Penentuan nilai  $S_s$  dan  $S_1$

Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  lokasi gedung didapatkan dari website [Desain Spektra Indonesia \(pu.go.id\)](http://DesainSpektraIndonesia(pu.go.id)). Nilai  $S_s$  didapatkan sebesar 1,107 g, sedangkan nilai  $S_1$  sebesar 0,507 g.

3. Penentuan nilai  $F_a$  dan  $F_v$

Nilai koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan 3.5. Nilai  $F_a$  ditentukan dengan melihat kelas situs tanah sedang (SD) serta nilai  $S_s$  sebesar 1,107, sehingga nilai  $F_a$  didapatkan sebesar 1,06. Nilai  $F_v$  ditentukan dengan melihat kelas situs tanah sedang (SD) serta nilai  $S_1$  sebesar 0,597, sehingga nilai  $F_v$  didapatkan sebesar 1,79.

4. Penentuan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\
 &= 1,06 \cdot 1,107 \\
 &= 1,1703 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_V \cdot S_1 \\
 &= 1,79 \cdot 0,507 \\
 &= 0,9091 \text{ g}
 \end{aligned}$$

5. Penentuan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{Ms} \\
 &= \frac{2}{3} \cdot 1,1703 \\
 &= 0,7802 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} \\
 &= \frac{2}{3} \cdot 0,9091 \\
 &= 0,6060 \text{ g}
 \end{aligned}$$

6. Pembuatan desain respons spektrum

Berikut adalah tahap-tahap pembuatan desain respons spektrum

- a. Penentuan nilai  $T_s$  dan  $T_0$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,6060}{0,7802} \\
 &= 0,7768 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= 0,2 \cdot \frac{0,6060}{0,7802} \\
 &= 0,1554 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

- b. Penentuan nilai  $S_a$  jika  $T < T_0$

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,7802 \left( 0,4 + 0,6 \cdot \frac{0}{0,1554} \right) \\
 &= 0,3121
 \end{aligned}$$

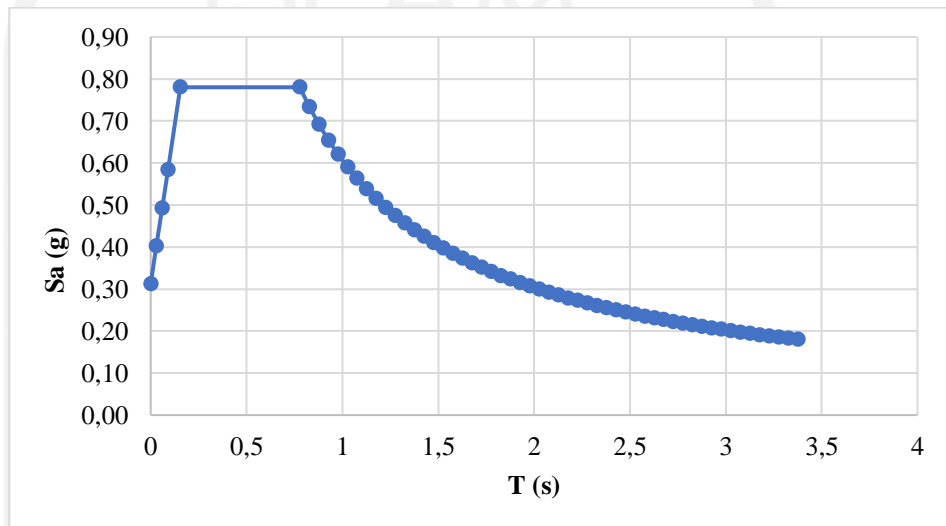
- c. Penentuan nilai  $S_a$  jika  $T_0 \leq T \leq T_s$

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{DS} \\
 &= 0,7802
 \end{aligned}$$

d. Penentuan nilai  $S_a$  jika  $T_s < T \leq T_L$

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\ &= \frac{0,6060}{0,83} \\ &= 0,733 \end{aligned}$$

Setelah semua perhitungan di atas selesai, langkah selanjutnya adalah membuat grafik respons spektrum yang dapat dilihat pada Gambar 5.2.



**Gambar 5.2 Respons Spektrum Yogyakarta**

#### 7. Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan kategori risiko dan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  seperti pada Tabel 3.6 dan 3.7. Gedung yang diteleiti termasuk kategori Risiko IV, dengan nilai  $S_{DS}$  sebesar 0,7802 dan nilai  $S_{D1}$  sebesar 0,6060, jika dilihat pada table 3.6 dan 3.7 bangunan tersebut dapat disimpulkan termasuk kategori desain seimik D.

#### 8. Penentuan nilai $R$ , $\Omega_0$ , dan $C_d$

Nilai koefisien modifikasi respons ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) ditentukan sesuai dengan Tabel 12 pada SNI 1726-2019. Pada gedung tersebut digunakan sistem pemikul gaya seismik rangka beton bertulang pemikul momen khusus yang mempunyai nilai  $R$  sebesar 8,  $\Omega_0$  sebesar 3, dan  $C_d$  sebesar 5,5.

### 9. Periode Fundamental Struktur Bangunan (T)

Nilai T dibandingkan dengan hasil analisis pada ETABS dengan perhitungan pada pasal 7.8.2 SNI 1726-2019. Nilai  $T_c$  tidak boleh melebihi hasil dari  $C_u \cdot T_a$ . Sesuai dengan Tabel 3.8, nilai koefisien  $C_u$  ditentukan dari besarnya nilai  $S_{D1}$ , sehingga koefisien  $C_u$  yang didapatkan sebesar 1,4. Sedangkan untuk perhitungan  $T_a$  sesuai dengan persamaan 3.36,  $T_a = C_t \cdot h_n^x$ . Nilai  $C_t$  dan  $x$  didapatkan dari Tabel 3.9 yaitu sebesar 0,0466 dan 0,9.

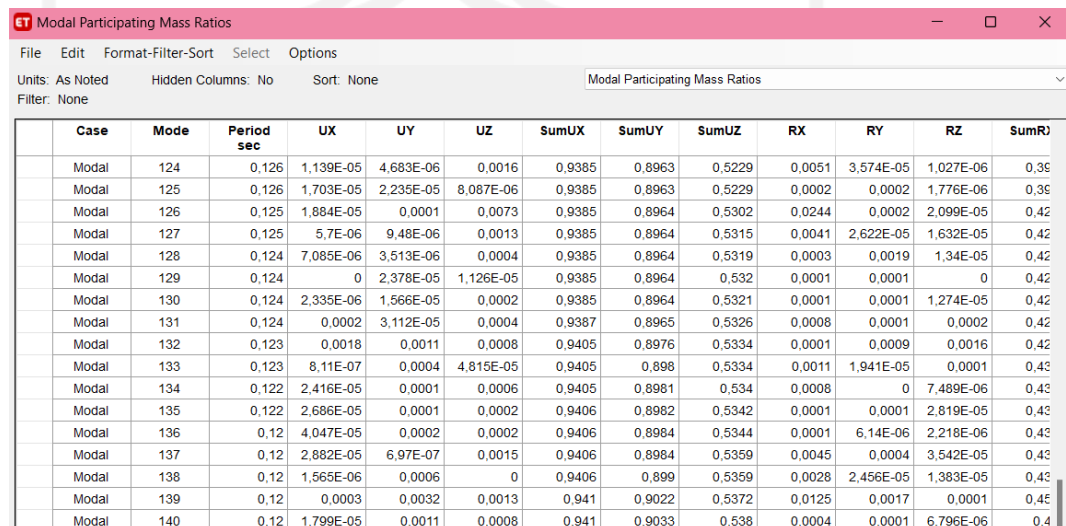
$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ &= 0,0466 \cdot 27^{0,9} \\ &= 0,9049 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{a(\text{maks})} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,4 \cdot 0,9049 \\ &= 1,2669 \text{ detik} \end{aligned}$$

Nilai  $T_c$  yang didapatkan dari program sebesar 1,376 detik, karena  $T_c > T_{a(\text{maks})}$ , maka T yang digunakan adalah 1,2669 detik.

### 10. Partisipasi massa

Pemeriksaan partisipasi massa dilakukan berdasarkan pasal 7.9.1.1 SNI 1726-2019. Hasil pemeriksaan partisipasi massa dari *output* program ETABS dapat dilihat pada gambar 5.3.



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRj
Modal	124	0,126	1,139E-05	4,683E-06	0,0016	0,9385	0,8963	0,5229	0,0051	3,574E-05	1,027E-06	0,39
Modal	125	0,126	1,703E-05	2,235E-05	8,087E-06	0,9385	0,8963	0,5229	0,0002	0,0002	1,776E-06	0,39
Modal	126	0,125	1,884E-05	0,0001	0,0073	0,9385	0,8964	0,5302	0,0244	0,0002	2,099E-05	0,42
Modal	127	0,125	5,7E-06	9,48E-06	0,0013	0,9385	0,8964	0,5315	0,0041	2,622E-05	1,632E-05	0,42
Modal	128	0,124	7,085E-06	3,513E-06	0,0004	0,9385	0,8964	0,5319	0,0003	0,0019	1,34E-05	0,42
Modal	129	0,124	0	2,378E-05	1,126E-05	0,9385	0,8964	0,532	0,0001	0,0001	0	0,42
Modal	130	0,124	2,335E-06	1,566E-05	0,0002	0,9385	0,8964	0,5321	0,0001	0,0001	1,274E-05	0,42
Modal	131	0,124	0,0002	3,112E-05	0,0004	0,9387	0,8965	0,5326	0,0008	0,0001	0,0002	0,42
Modal	132	0,123	0,0018	0,0011	0,0008	0,9405	0,8976	0,5334	0,0001	0,0009	0,0016	0,42
Modal	133	0,123	8,11E-07	0,0004	4,815E-05	0,9405	0,898	0,5334	0,0011	1,941E-05	0,0001	0,42
Modal	134	0,122	2,416E-05	0,0001	0,0006	0,9405	0,8981	0,534	0,0008	0	7,489E-06	0,42
Modal	135	0,122	2,686E-05	0,0001	0,0002	0,9406	0,8982	0,5342	0,0001	0,0001	2,819E-05	0,42
Modal	136	0,12	4,047E-05	0,0002	0,0002	0,9406	0,8984	0,5344	0,0001	6,14E-06	2,218E-06	0,42
Modal	137	0,12	2,882E-05	6,97E-07	0,0015	0,9406	0,8984	0,5359	0,0045	0,0004	3,542E-05	0,42
Modal	138	0,12	1,565E-06	0,0006	0	0,9406	0,899	0,5359	0,0028	2,456E-05	1,383E-05	0,42
Modal	139	0,12	0,0003	0,0032	0,0013	0,941	0,9022	0,5372	0,0125	0,0017	0,0001	0,42
Modal	140	0,12	1,799E-05	0,0011	0,0008	0,941	0,9033	0,538	0,0004	0,0001	6,796E-06	0,4

Gambar 5.3 Partisipasi Massa

### 11. Kombinasi ragam

Kombinasi ragam ditentukan berdasarkan pasal 7.9.1.3 pada SNI 1726-2019. Terdapat 2 macam metode penjumlahan ragam, yaitu CQC (*Complete Quadratic Combination*) dan SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*). Penentuan metode yang akan digunakan dapat dilihat dari interval presentase periode yang terjadi pada masing-masing mode. Hasil periode dari setiap mode dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.

Case	Mode	Period sec
Modal	1	1,376
Modal	2	0,983
Modal	3	0,692
Modal	4	0,652
Modal	5	0,623
Modal	6	0,382
Modal	7	0,313
Modal	8	0,311
Modal	9	0,285
Modal	10	0,253
Modal	11	0,235
Modal	12	0,232
Modal	13	0,221
Modal	14	0,215
Modal	15	0,209
Modal	16	0,2
Modal	17	0,185
Modal	18	0,184

**Gambar 5.4 Periode tiap Mode**

Berikut adalah contoh perhitungan interval presentase periode dari setiap mode.

$$T1-T2 = \left( \frac{1,376-0,983}{1,376} \right) \times 100 = 29\%$$

$$T2-T3 = \left( \frac{0,983-0,692}{0,983} \right) \times 100 = 30\%$$

$$T3-T4 = \left( \frac{0,692-0,652}{0,692} \right) \times 100 = 6\%$$



Rata-rata selisih periode dari mode 1 hingga mode 140 didapatkan sebesar 2,275%, sehingga kombinasi ragam yang digunakan yaitu CQC karena selisih antar periode < 15%.

## 12. Penentuan skala gaya respons spektrum

Hasil gaya geser dasar ( $V_t$ ) harus disesuaikan terlebih dahulu sesuai dengan SNI 1726-2019. Apabila nilai gaya geser dasar respons spektrum ( $V_t$ ) kurang dari 100% dengan nilai gaya geser statik ekivalen ( $V$ ), maka penskalaan gaya perlu dilakukan. Berikut adalah langkah-langkah perhitungannya.

Diketahui :

$$V_x = 7888,649 \text{ kN}$$

$$V_y = 7888,649 \text{ kN}$$

$$V_{tx} = 5955,684 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 8318,001 \text{ kN}$$

$$I/R \times g = 1,8394 \text{ m/s}^2$$

Dari data tersebut kemudian dilakukan penskalaan gaya, karena nilai  $V_t$  tidak sama dengan nilai  $V$ .

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang } V_{tx} &= \frac{V_x}{V_{tx}} \\ &= \frac{7888,649}{5955,684} \times 1,8394 \\ &= 2,4364 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala ulang } V_{ty} &= \frac{V_y}{V_{ty}} \\ &= \frac{7888,649}{8318,001} \times 1,8394 \\ &= 1,7444 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan penskalaan ulang, didapatkan nilai  $V_{tx}$  sebesar 7888,649 kN dan nilai  $V_{ty}$  sebesar 7888,649 kN. Sehingga nilai  $V_{tx}$  dan  $V_{ty}$  100% sama dengan nilai  $V_x$  dan  $V_y$ . Berikut adalah hasil *output* pada program ETABS setelah dilakukan penskalaan ulang.

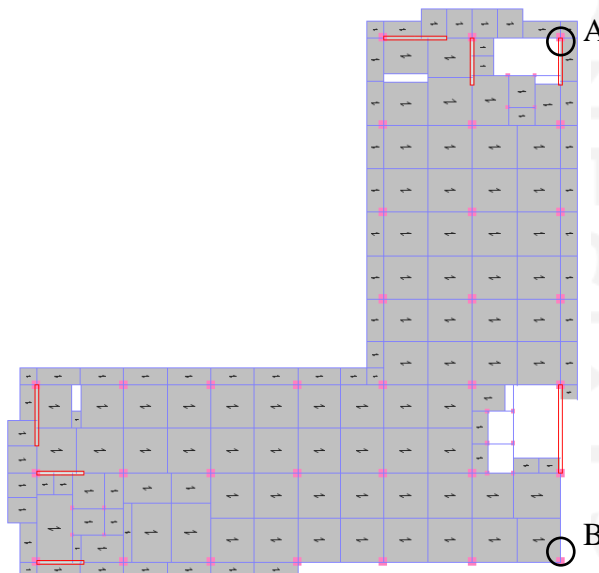
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinStatic		-7888,649	0	8,331E-06	0,0005	-178333,9...	197120,2...	0	0	0
Ey	LinStatic		-1,503E-06	-7888,649	0,0004445	178334,0...	-0,0194	-225598,0...	0	0	0
Ex RS	LinRespS...	Max	7888,649	956,258	83,154	6014,1608	169030,1...	155549,4...	0	0	0
Ey RS	LinRespS...	Max	684,682	7888,649	26,502	174303,0...	3123,4758	231652,7...	0	0	0

**Gambar 5.5 Gaya Geser Respons Spektrum setelah Skala Ulang**

## 5.4 Analisis Ketidakberaturan Horizontal

### 5.4.1 Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan (Tipe 1a dan 1b)

Analisis ketidakberaturan horizontal tipe ini dilakukan dengan membedakan arah gempa x dan arah gempa y. Titik acuan untuk analisis ketidakberaturan horizontal tipe 1 pada arah x dapat dilihat pada Gambar 5.6.



**Gambar 5.6 Titik Acuan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah X**

Diketahui:

$$\delta A_3 = 0,0214 \text{ m}$$

$$\delta A_2 = 0,0110 \text{ m}$$

$$\delta B_3 = 0,0228 \text{ m}$$

$$\delta B_2 = 0,0118 \text{ m}$$

Berikut adalah perhitungan simpangan horizontal tipe 1a dan 1b pada lantai 3.

$$\begin{aligned}\Delta A_3 &= \delta A_3 - \delta A_2 \\ &= 0,0214 - 0,0110 \\ &= 0,0105 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta B_3 &= \delta B_3 - \delta B_2 \\ &= 0,0228 - 0,0118 \\ &= 0,0109 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Delta_{\max} = 0,0109 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{avg}} &= (\Delta A_3 + \Delta B_3) / 2 \\ &= (0,0214 + 0,0228) / 2 \\ &= 0,0107 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{avg}}} &= \frac{0,0109}{0,0107} \\ &= 1,023\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka pada lantai 3 tidak terjadi ketidakberaturan horizontal baik tipe 1a maupun 1b. Nilai hasil perhitungan didapatkan sebesar 1,023, sehingga nilai tersebut kurang dari 1,2 maupun 1,4.

Berikut adalah perhitungan pembesaran momen torsi tak terduga pada lantai 3.

$$\delta_{\max} = 0,0228 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{avg}} = 0,0221 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}A_x &= \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}}\right)^2 \\ &= \left(\frac{0,0228}{1,2 \cdot 0,0221}\right)^2 \\ &= 0,7363\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan nilai  $A_x$  sebesar 0,7363 nilai tersebut kurang dari 1, sehingga tidak perlu adanya pembesaran torsi pada lantai 3.

Berikut adalah rekapitulasi ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b pada lantai 1-6.

**Tabel 5.7 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (Ex + 0,3 Ey)**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	0,0588	0,0602	0,0126	0,0120	0,0123	0,0126	1,021	Regular
5	0,0462	0,0481	0,0127	0,0130	0,0128	0,0130	1,010	Regular
4	0,0335	0,0352	0,0120	0,0124	0,0122	0,0124	1,016	Regular
3	0,0214	0,0228	0,0105	0,0109	0,0107	0,0109	1,023	Regular
2	0,0110	0,0118	0,0076	0,0082	0,0079	0,0082	1,036	Regular
1	0,0033	0,0036	0,0033	0,0036	0,0035	0,0036	1,036	Regular

**Tabel 5.8 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (Ex - 0,3 Ey)**

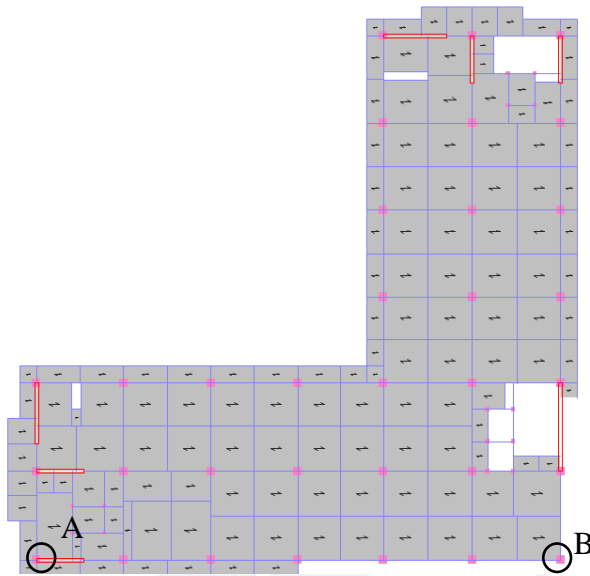
Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	0,0508	0,0662	0,0108	0,0132	0,0120	0,0132	1,10	Regular
5	0,0400	0,0529	0,0110	0,0143	0,0126	0,0143	1,13	Regular
4	0,0291	0,0387	0,0104	0,0136	0,0120	0,0136	1,13	Regular
3	0,0186	0,0250	0,0091	0,0120	0,0105	0,0120	1,14	Regular
2	0,0096	0,0130	0,0067	0,0090	0,0079	0,0090	1,15	Regular
1	0,0029	0,0040	0,0029	0,0040	0,0034	0,0040	1,15	Regular

**Tabel 5.9 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (-Ex + 0,3 Ey)**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	-0,051	-0,066	-0,011	-0,013	-0,012	-0,011	0,90	Regular
5	-0,040	-0,053	-0,011	-0,014	-0,013	-0,011	0,87	Regular
4	-0,029	-0,039	-0,010	-0,014	-0,012	-0,010	0,87	Regular
3	-0,019	-0,025	-0,009	-0,012	-0,011	-0,009	0,86	Regular
2	-0,010	-0,013	-0,007	-0,009	-0,008	-0,007	0,85	Regular
1	-0,003	-0,004	-0,003	-0,004	-0,003	-0,003	0,85	Regular

**Tabel 5.10 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (-Ex - 0,3 Ey)**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	-0,059	-0,060	-0,013	-0,012	-0,012	-0,012	0,979	Regular
5	-0,046	-0,048	-0,013	-0,013	-0,013	-0,013	0,990	Regular
4	-0,033	-0,035	-0,012	-0,012	-0,012	-0,012	0,984	Regular
3	-0,021	-0,023	-0,010	-0,011	-0,011	-0,010	0,977	Regular
2	-0,011	-0,012	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008	0,964	Regular
1	-0,003	-0,004	-0,003	-0,004	-0,003	-0,003	0,964	Regular



**Gambar 5.7 Titik Acuan Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah Y**

Berikut adalah rekapitulasi hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b pada lantai 1-6 arah Y dapat dilihat pada Tabel 5.11.

**Tabel 5.11 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_y + 0,3 E_x$ )**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	0,0390	0,0315	0,0084	0,0069	0,0076	0,0084	1,10	Regular
5	0,0306	0,0246	0,0085	0,0069	0,0077	0,0085	1,10	Regular
4	0,0221	0,0177	0,0080	0,0064	0,0072	0,0080	1,11	Regular
3	0,0141	0,0113	0,0069	0,0055	0,0062	0,0069	1,11	Regular
2	0,0072	0,0058	0,0050	0,0040	0,0045	0,0050	1,11	Regular
1	0,0022	0,0018	0,0022	0,0018	0,0020	0,0022	1,09	Regular

**Tabel 5.12 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b ( $E_y - 0,3 E_x$ )**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	0,0411	0,0298	0,0087	0,0065	0,0076	0,0087	1,14	Regular
5	0,0324	0,0233	0,0089	0,0065	0,0077	0,0089	1,15	Regular
4	0,0234	0,0167	0,0085	0,0061	0,0073	0,0085	1,17	Regular
3	0,0150	0,0107	0,0073	0,0052	0,0062	0,0073	1,17	Regular
2	0,0077	0,0055	0,0053	0,0038	0,0046	0,0053	1,17	Regular
1	0,0023	0,0018	0,0023	0,0018	0,0020	0,0023	1,14	Regular

**Tabel 5.13 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (-E<sub>y</sub> + 0,3 E<sub>x</sub>)**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	-0,041	-0,030	-0,009	-0,007	-0,008	-0,007	0,86	<i>Regular</i>
5	-0,032	-0,023	-0,009	-0,007	-0,008	-0,007	0,85	<i>Regular</i>
4	-0,023	-0,017	-0,008	-0,006	-0,007	-0,006	0,83	<i>Regular</i>
3	-0,015	-0,011	-0,007	-0,005	-0,006	-0,005	0,83	<i>Regular</i>
2	-0,008	-0,006	-0,005	-0,004	-0,005	-0,004	0,83	<i>Regular</i>
1	-0,002	-0,002	-0,002	-0,002	-0,002	-0,002	0,86	<i>Regular</i>

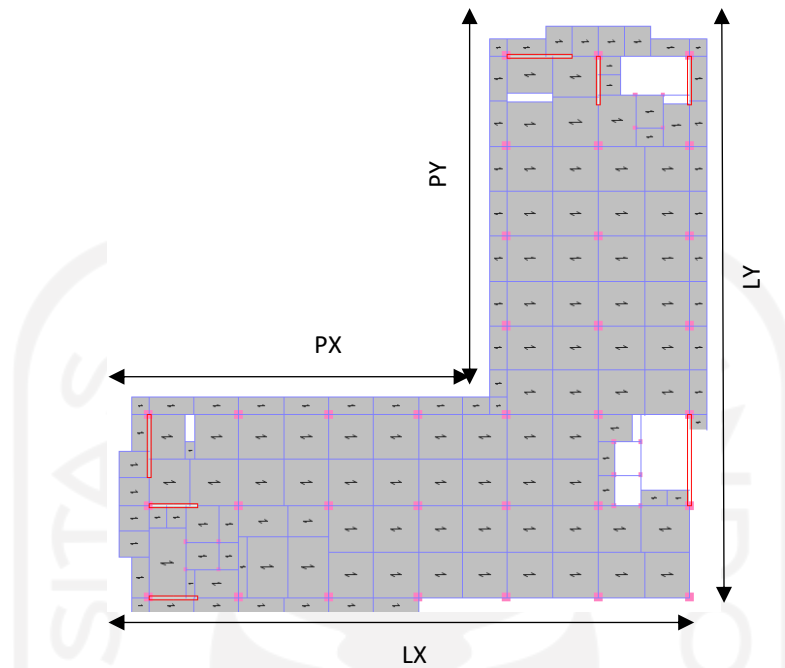
**Tabel 5.14 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b (-E<sub>y</sub> - 0,3 E<sub>x</sub>)**

Lantai	$\delta A$	$\delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{max} / \Delta_{avg}$	Cek
	m	m	m	m	m	m		
6	-0,039	-0,032	-0,008	-0,007	-0,008	-0,01	0,90	<i>Regular</i>
5	-0,031	-0,025	-0,009	-0,007	-0,008	-0,01	0,90	<i>Regular</i>
4	-0,022	-0,018	-0,008	-0,006	-0,007	-0,01	0,89	<i>Regular</i>
3	-0,014	-0,011	-0,007	-0,005	-0,006	-0,01	0,89	<i>Regular</i>
2	-0,007	-0,006	-0,005	-0,004	-0,004	0,00	0,89	<i>Regular</i>
1	-0,002	-0,002	-0,002	-0,002	-0,002	0,00	0,91	<i>Regular</i>

Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pada gedung tersebut tidak terjadi ketidakberaturan torsi 1a dan qb baik pada arah x maupun arah y.

#### 5.4.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam (Tipe 2)

Ketidakberaturan sudut dalam terjadi jika kedua proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam >15% dimensi struktur pada arah yang ditinjau. Berikut adalah peninjauan ketidakberaturan sudut dalam pada gedung yang dapat dilihat pada Gambar 5.8.



**Gambar 5.8 Denah Pengecekan Ketidakberaturan Sudut Dalam**

Dari denah diatas, didapatkan data sebagai berikut.

Diketahui

$$L_x = 44,7 \text{ m}$$

$$L_y = 44,7 \text{ m}$$

$$P_x = 30,05 \text{ m}$$

$$P_y = 30,05 \text{ m}$$

Dari data tersebut dapat dihitung ketidakberaturan sudut dalam sebagai berikut.

$$\begin{aligned} 15\% \cdot L_x &= 15\% \cdot 44,7 \\ &= 6,705 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 15\% \cdot L_y &= 15\% \cdot 44,7 \\ &= 6,705 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat disimpulkan bahwa gedung yang diteliti memiliki ketidakberaturan sudut dalam karena  $15\%L_x < P_x$  dan  $15\%L_y < P_y$ .

#### 5.4.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Tipe 3)

Pada gedung ini daerah yang terbuka kurang dari 50% dari total daerah diafragma yang tertutup, sehingga menurut SNI 1726-2019 pada gedung tersebut tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (tipe 3).

#### 5.4.4 Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang (Tipe 4)

Ketidakberaturan tipe 4 tidak terjadi pada gedung perkuliahan yang diteliti karena semua dinding geser terletak menerus dari dasar hingga atap.

#### 5.4.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Tipe 5)

Ketidakberaturan tipe 5 tidak terjadi pada gedung perkuliahan yang diteliti karena seluruh dinding geser berada tepat di sumbu x dan sumbu y.

### 5.5 Analisis Ketidakberaturan Vertikal

#### 5.5.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (Tipe 1a dan 1b)

Pengecekan ketidakberaturan tipe 1a dan 1b dilakukan dengan menginput beban satu satuan pada program ETABS. Berikut adalah contoh perhitungan pada lantai 4 arah X.

Diketahui

$$V_{x_4} = 3 \text{ kN}$$

$$V_{x_5} = 2 \text{ kN}$$

$$V_{x_6} = 1 \text{ kN}$$

$$U_{1_3} = 0,0134 \text{ mm}$$

$$U_{1_4} = 0,0193 \text{ mm}$$

$$U_{1_5} = 0,0249 \text{ mm}$$

$$U_{1_6} = 0,0296 \text{ mm}$$



Dari data diatas dapat dihitung ketidakberaturan tipe 1a dan 1b dengan cara berikut.

$$\begin{aligned} K_4 &= \frac{Vx_4}{U_{14}-U_{13}} \\ &= \frac{3}{0,0193-0,0134} \\ &= 509,51 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_5 &= \frac{Vx_5}{U_{15}-U_{14}} \\ &= \frac{2}{0,0249-0,0193} \\ &= 357,59 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_6 &= \frac{Vx_6}{U_{16}-U_{15}} \\ &= \frac{1}{0,0296-0,0249} \\ &= 211,95 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 70\% K_{4+1} &= 70\% \times 509,51 \\ &= 250,31 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 80\% K_{avg} &= 80\% \left( \frac{K_5 + K_6}{2} \right) \\ &= 80\% \left( \frac{357,59 + 211,95}{2} \right) \\ &= 227,82 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pada lantai 4 tidak mengalami ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b, karena nilai kekakuan lantai 4 melebihi 70% kekakuan lantai di atasnya. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b pada lantai 1-6.

**Tabel 5.15 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Arah X**

Lantai	Fx	Vx	U1	U1 <sub>i</sub> - U1 <sub>i-1</sub>	K	70%Ki+1		80%Kavg	
	kN	kN	mm	mm	kN/mm	kN/mm	Status	kN/mm	Status
6	1	1	0,0296	0,0047	211,95				
5	1	2	0,0249	0,0056	357,59	148,37	Regular	169,56	Regular
4	1	3	0,0193	0,0059	509,51	250,31	Regular	227,82	Regular
3	1	4	0,0134	0,0057	697,23	356,66	Regular	287,75	Regular
2	1	5	0,0077	0,00489	1023,12	488,06	Regular	417,15	Regular
1	1	6	0,0028	0,00281	2137,51	716,19	Regular	594,63	Regular

**Tabel 5.16 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Arah Y**

Lantai	Fx	Vx	U2	U2 <sub>i</sub> - U2 <sub>i-1</sub>	K	70%Ki+1		80%Kavg	
	kN	kN	mm	mm	kN/mm	kN/mm	Status	kN/mm	Status
6	1	1	0,016839	0,00282	354,36				
5	1	2	0,014017	0,00325	614,63	248,05	<i>Regular</i>	283,49	<i>Regular</i>
4	1	3	0,010763	0,0033	910,19	430,24	<i>Regular</i>	387,59	<i>Regular</i>
3	1	4	0,007467	0,00311	1285,35	637,14	<i>Regular</i>	501,11	<i>Regular</i>
2	1	5	0,004355	0,00265	1885,37	899,74	<i>Regular</i>	749,38	<i>Regular</i>
1	1	6	0,001703	0,0017	3523,19	1319,76	<i>Regular</i>	1088,24	<i>Regular</i>

Dari hasil rekapitulasi perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pada gedung tersebut tidak terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b.

### 5.5.2 Ketidakberaturan Berat / Massa (Tipe 2)

Berikut adalah contoh perhitungan ketidakberaturan berat (massa) lantai 3 pada gedung tersebut.

Diketahui

$$W_2 = 12886,6213 \text{ kN}$$

$$W_3 = 12886,6213 \text{ kN}$$

$$W_4 = 12886,6213 \text{ kN}$$

Dari data tersebut, dapat dihitung massa efektif lantai dengan lantai di atas dan di bawahnya.

$$\begin{aligned} \text{Massa efektif di atas lantai 3} &= 150\% \cdot W_4 \\ &= 150\% \cdot 12886,6213 \\ &= 19329,9320 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Massa efektif di bawah lantai 3} &= 150\% \cdot W_2 \\ &= 150\% \cdot 12886,6213 \\ &= 19329,9320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai massa efektif pada lantai 4 dan lantai 2 lebih kecil dari massa lantai 3, sehingga dapat disimpulkan bahwa pada lantai 3 tidak terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 2. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan pada seluruh lantai dapat dilihat pada Tabel 5.17.

**Tabel 5.17 Ketidakberaturan Berat/ Massa (Tipe 2)**

LANTAI	W (kN)	Massa Efektif di atas Lantai		Massa Efektif di bawah Lantai	
		150%W+1	Status	150%W-1	Status
6	30184,1593		<i>Regular</i>	19329,9320	<i>Irregular</i>
5	12886,6213	45276,2389	<i>Regular</i>	19329,9320	<i>Regular</i>
4	12886,6213	19329,9320	<i>Regular</i>	19329,9320	<i>Regular</i>
3	12886,6213	19329,9320	<i>Regular</i>	19329,9320	<i>Regular</i>
2	12886,6213	19329,9320	<i>Regular</i>	20693,4311	<i>Regular</i>
1	13795,6207	19329,9320	<i>Regular</i>		<i>Regular</i>

Dari hasil rekapitulasi perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pada gedung tersebut terdapat ketidakberaturan berat/ massa pada lantai 6.

#### 5.5.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Tipe 3)

Pada gedung tersebut tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal, karena dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada suatu tingkat tidak melebihi 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada lantai di atas maupun di bawahnya.

#### 5.5.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Tipe 4)

Pada gedung tersebut tidak terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 4, karena dinding geser pada lantai 1-6 terletak menerus di sepanjang tinggi gedung.

#### 5.5.5 Ketidakberaturan Tingkat Lemah akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Tipe 5a dan 5b).

Ketidakberaturan vertikal tipe 5a terjadi jika kekuatan lateral tingkat <80% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya, sedangkan ketidakberaturan vertikal tipe 5b dapat terjadi jika kekuatan lateral tingkat <65% kekuatan laterak tingkat di atasnya. Berikut adalah contoh perhitungan ketidakberaturan tipe 5 pada lantai 3.

Diketahui

$$W_3 = 12886,6213 \text{ kN}$$

$$h_3 = 13,5 \text{ m}$$

$$k = 1,3834$$

$$\Sigma W \cdot h^k = 5395253,3405 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{X4} &= 0,8421 \\
 W.h^k_3 &= 12886,6213.13,5^{1,3834} \\
 &= 471951,8330 \text{ kNm} \\
 CV_{X3} &= \frac{W.h^k}{\Sigma W.h^k} \\
 &= \frac{471951,8330}{5395253,3405} \\
 &= 0,0875 \\
 V_{X3} &= V_{X4} + CV_{X3} \\
 &= 0,8421 + 0,0875 \\
 &= 0,9296 \\
 0,8. V_{X3} &= 0,8.0,9296 \\
 &= 0,7473
 \end{aligned}$$

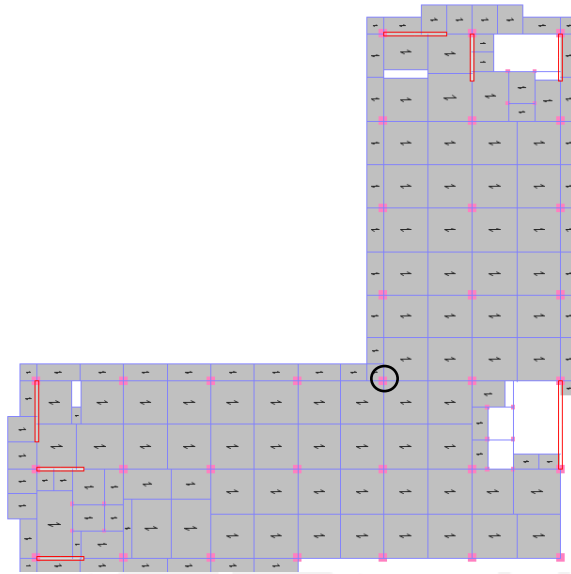
Dari hasil perhitungan diatas didapatkan nilai  $V_{X3} > 0,8. V_{X3}$ , sehingga pada lantai 3 tidak terjadi ketidakberaturan tipe 5a dan 5b. berikut adalah rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan tipe 5 pada seluruh lantai.

**Tabel 5.18 Ketidakberaturan Tingkat Lemah akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Tipe 5a dan 5b)**

Lantai	$V_x$	$0,8 V_x$	Status	$0,6 V_x$	Status
6	0,5345	0,4276	<i>Regular</i>	0,3475	<i>Regular</i>
5	0,7119	0,5695	<i>Regular</i>	0,4271	<i>Regular</i>
4	0,8421	0,6737	<i>Regular</i>	0,5053	<i>Regular</i>
3	0,9296	0,7437	<i>Regular</i>	0,5578	<i>Regular</i>
2	0,9795	0,7836	<i>Regular</i>	0,5877	<i>Regular</i>
1	1,0000	0,8000	<i>Regular</i>	0,6000	<i>Regular</i>

## 5.6 Simpangan antar Tingkat

Pada SNI 1726-2019 dijelaskan bahwa nilai simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak diperbolehkan melebihi nilai simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ). Nilai simpangan antar tingkat izin berbeda-beda tergantung dari struktur serta kategori risiko bangunan yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 3.10.



**Gambar 5.9 Titik Acuan Defleksi**

Berikut adalah contoh perhitungan simpangan antar tingkat pada lantai 3 arah X.

$$\begin{aligned}
 C_d \text{ (Faktor pembesaran defleksi)} &= 5,5 \\
 I_e \text{ (Faktor keutamaan gempa)} &= 1,5 \\
 h_{sx} \text{ (Tinggi tingkat)} &= 4500 \text{ mm} \\
 \Delta_a \text{ (Simpangan antar tingkat izin)} &= 0,01 \cdot h_{sx} \\
 \rho \text{ (Faktor Redudansi)} &= 1 \\
 \delta_{X3} \text{ (Defleksi lantai 3)} &= 48,8828 \text{ mm} \\
 \delta_{X2} \text{ (Defleksi lantai 2)} &= 25,5417 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat

$$\begin{aligned}
 \Delta_3 &= \frac{(\delta_{X3} - \delta_{X2}) C_d}{I_e} \\
 &= \frac{(48,8828 - 25,5417) 5,5}{1,5} \\
 &= 23,3411 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat ijin

$$\begin{aligned}
 \Delta_a &= 0,01 \cdot h_{sx} \\
 &= 0,01 \cdot 4500 \\
 &= 45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\Delta_a}{\rho} &= \frac{45}{1} \\ &= 0,09 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Delta_3 (23,3411 \text{ mm}) < \Delta_a (45 \text{ mm}) \rightarrow \text{OK}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai  $\Delta_3$  (23,3411 mm) <  $\Delta_a$  (45 mm), maka telah memenuhi persyaratan. Berikut adalah contoh perhitungan simpangan antar tingkat pada lantai 3 arah Y.

$$\begin{aligned}C_d \text{ (Faktor pembesaran defleksi)} &= 5,5 \\ I_e \text{ (Faktor keutamaan gempa)} &= 1,5 \\ h_{sx} \text{ (Tinggi tingkat)} &= 4500 \text{ mm} \\ \Delta_a \text{ (Simpangan antar tingkat izin)} &= 0,01 \cdot h_{sx} \\ \rho \text{ (Faktor Redudansi)} &= 1 \\ \delta_{Y3} \text{ (Defleksi lantai 3)} &= 25,7012 \text{ mm} \\ \delta_{Y2} \text{ (Defleksi lantai 2)} &= 13,2938 \text{ mm}\end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat

$$\begin{aligned}\Delta_3 &= \frac{(\delta_{x3} - \delta_{x2}) C_d}{I_e} \\ &= \frac{(25,7012 - 13,2938) 5,5}{1,5} \\ &= 12,4074 \text{ mm}\end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat ijin

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,01 \cdot h_{sx} \\ &= 0,01 \cdot 4500 \\ &= 45 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\Delta_a}{\rho} &= \frac{45}{1} \\ &= 45 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Delta_3 (12,4074 \text{ mm}) < \Delta_a (45 \text{ mm}) \rightarrow \text{OK}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai  $\Delta_3$  (12,4074 mm) <  $\Delta_a$  (45 mm), maka telah memenuhi persyaratan. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan simpangan antar tingkat lainnya dengan cara perhitungan seperti diatas yang dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan 5.20.

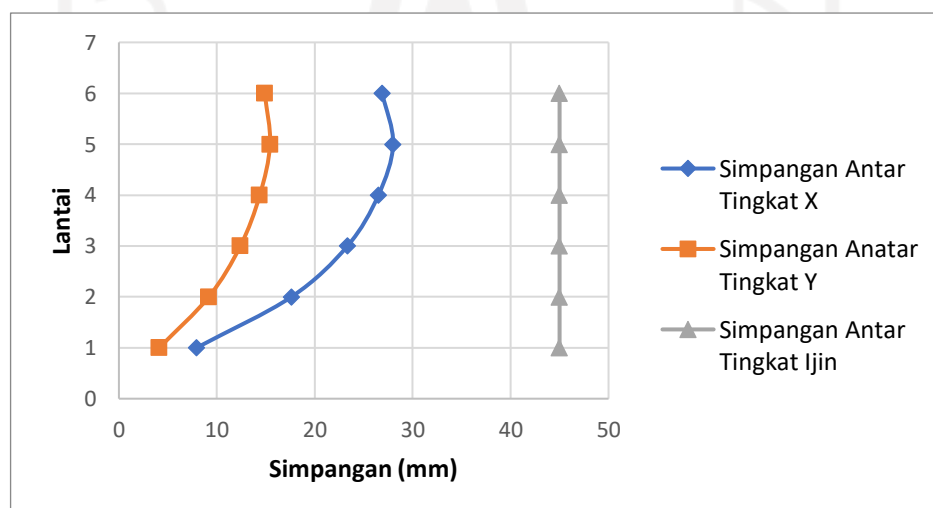
**Tabel 5.19 Simpangan antar Tingkat Arah X**

Lantai	$\delta_x$	$\Delta$	hsx	$\Delta a/\rho$	Status
	mm	mm	mm	mm	
6	130,273	26,8868	4500	45	OK
5	103,386	28,0006	4500	45	OK
4	75,386	26,5029	4500	45	OK
3	48,883	23,3411	4500	45	OK
2	25,542	17,6157	4500	45	OK
1	7,926	7,9260	4500	45	OK

**Tabel 5.20 Simpangan antar Tingkat Arah Y**

Lantai	$\delta_y$	$\Delta$	hsx	$\Delta a/\rho$	Status
	mm	mm	mm	mm	
6	70,4183	14,8938	4500	45	OK
5	55,5244	15,4330	4500	45	OK
4	40,0915	14,3902	4500	45	OK
3	25,7012	12,4074	4500	45	OK
2	13,2938	9,1769	4500	45	OK
1	4,1170	4,1170	4500	45	OK

Berikut adalah grafik perbandingan antara simpangan antar tingkat arah x dan y dengan simpangan antar tingkat ijin.



**Gambar 5.10 Grafik Simpangan Antar Tingkat terhadap Simpangan Antar Tingkat Ijin Arah X dan Arah Y**

### 5.7 Pengaruh P-Delta

Menurut SNI 1726-2019, nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh lebih dari koefisien stabilitas maksimum  $\theta_{\max}$ . Berikut adalah contoh perhitungan koefisien stabilitas ( $\theta$ ) pada lantai 3 arah x.

$$P \text{ (Beban desain vertikal total)} = 67394,39 \text{ kN}$$

$$\Delta \text{ (Simpangan antar tingkat)} = 23,3411 \text{ mm}$$

$$I_e \text{ (Faktor keutamaan gempa)} = 1,5$$

$$V \text{ (Gaya geser tingkat)} = 2280,414 \text{ kN}$$

$$h_{sx} \text{ (Tinggi tingkat)} = 4500 \text{ mm}$$

$$C_d \text{ (Faktor pembesaran defleksi)} = 5,5$$

$$B \text{ (Rasio kebutuhan geser)} = 1$$

Koefisien stabilitas

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \\ &= \frac{67394,39 \cdot 23,3411 \cdot 1,5}{2280,414 \cdot 4500 \cdot 5,5} \\ &= 0,0418 \end{aligned}$$

Koefisien stabilitas maksimum

$$\begin{aligned} \theta_{\max} &= \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25 \\ &= \frac{0,5}{1 \cdot 5,5} \\ &= 0,0909 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) sebesar 0,0418, dan nilai koefisien stabilitas maksimum ( $\theta_{\max}$ ) sebesar 0,0909, sehingga  $\theta < \theta_{\max}$ . maka, dapat disimpulkan bahwa struktur pada lantai 3 adalah struktur yang stabil. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas pada lantai 1-6 arah x dapat dilihat pada Tabel 5.21 dan koefisien stabilitas pada lantai 1-6 arah y pada Tabel 5.22.



**Tabel 5.21 Koefisien Stabilitas Arah X**

Lantai	Px	Vx	$\Delta$	hsx	$\theta$	$\theta_{max}$	Status
	kN	kN	mm	mm	rad		
6	30575,23	3257,108	26,8868	4500	0,0153	0,0909	Aman
5	42720,17	2540,989	28,0006	4500	0,0285	0,0909	Aman
4	55017,27	2504,812	26,5029	4500	0,0353	0,0909	Aman
3	67394,39	2280,414	23,3411	4500	0,0418	0,0909	Aman
2	79843,33	1807,437	17,6157	4500	0,0472	0,0909	Aman
1	93384,59	1402,287	7,92603	4500	0,0320	0,0909	Aman

**Tabel 5.22 Koefisien Stabilitas Arah Y**

Lantai	Px	Vx	$\Delta$	hsx	$\theta$	$\theta_{max}$	Status
	kN	kN	mm	m	rad		
6	30575,229	1727,364	14,8938	4500	0,0160	0,0909	Aman
5	42720,168	1329,196	15,4330	4500	0,0301	0,0909	Aman
4	55017,274	1310,709	14,3902	4500	0,0366	0,0909	Aman
3	67394,392	1170,034	12,4074	4500	0,0433	0,0909	Aman
2	79843,326	906,606	9,1769	4500	0,0490	0,0909	Aman
1	93384,591	745,603	4,1170	4500	0,0313	0,0909	Aman

### 5.8 Gaya Desain Diafragma

Berdasarkan pasal 7.3.3.4 SNI 1726-2019, pada gedung perkuliahan yang diteliti perlu dilakukan peningkatan gaya desain diafragma sebesar 25% karena termasuk dalam kategori desain seismik D dengan ketidakberaturan horizontal tipe 2. Ketidakberaturan horizontal tipe 2 terjadi pada semua lantai, sehingga peningkatan gaya desain diafragma dilakukan pada semua lantai. Berikut adalah contoh perhitungan pada lantai 1 arah x.

Diketahui

$$\Sigma F_i \text{ lantai 1} = 1547,149 \text{ kN}$$

$$\Sigma w_i \text{ lantai 1} = 50835,025 \text{ kN}$$

$$w_{px} \text{ lantai 1} = 10782,747 \text{ kN}$$

$$A_{px} \text{ lantai 1} = 1171,023 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 F_{px} &= \frac{\Sigma F_i}{\Sigma w_i} \times w_{px} \\
 &= \frac{1547,149}{50835,025} \times 10782,747 \\
 &= 328,1697 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Peningkatan 25% pada gaya desain

$$\begin{aligned}
 1,25 \times F_{px} &= 1,25 \times 328,1697 \\
 &= 410,2122 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya desain minimum

$$\begin{aligned}
 F_{px \text{ min}} &= 0,2 \cdot S_{DS} \cdot I_e \cdot w_{px} \\
 &= 0,2 \cdot 0,780 \cdot 1,5 \cdot 10782,747 \\
 &= 2523,8538 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya desain maksimum

$$\begin{aligned}
 F_{px \text{ max}} &= 0,4 \cdot S_{DS} \cdot I_e \cdot w_{px} \\
 &= 0,2 \cdot 0,780 \cdot 1,5 \cdot 10782,747 \\
 &= 5047,7075 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Persyaratan nilai  $F_{px}$  yang akan digunakan yaitu  $F_{px \text{ min}} < 1,25 F_{px} < F_{px \text{ max}}$ , karena dari hasil perhitungan nilai  $1,25 F_{px} < F_{px \text{ min}}$  maka nilai  $F_{px}$  yang digunakan adalah  $F_{px \text{ min}}$  sebesar 2523,8538 kN. Selanjutnya, nilai gaya desain diafragma pakai didistribusikan pada lantai 1 dapat dihitung dengan cara berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{px \text{ lantai 1}} &= \frac{F_{px}}{A_{px}} \\
 &= \frac{2523,8538}{1171,023} \\
 &= 2,16 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berikut adalah contoh perhitungan pada lantai 1 arah y.

Diketahui

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_i \text{ lantai 1} &= 822,627 \text{ kN} \\
 \Sigma w_i \text{ lantai 1} &= 50835,025 \text{ kN} \\
 w_{px} \text{ lantai 1} &= 10782,747 \text{ kN} \\
 A_{px} \text{ lantai 1} &= 1171,023 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{px} &= \frac{\sum F_i}{\sum w_i} \times w_{px} \\
 &= \frac{822,627}{50835,025} \times 10782,747 \\
 &= 174,4895
 \end{aligned}$$

Peningkatan 25% pada gaya desain

$$\begin{aligned}
 1,25 \times F_{px} &= 1,25 \times 174,4895 \\
 &= 218,1119 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya desain minimum

$$\begin{aligned}
 F_{px \text{ min}} &= 0,2 \cdot S_{DS} \cdot I_e \cdot w_{px} \\
 &= 0,2 \cdot 0,780 \cdot 1,5 \cdot 10782,747 \\
 &= 2523,8538 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya desain maksimum

$$\begin{aligned}
 F_{px \text{ max}} &= 0,4 \cdot S_{DS} \cdot I_e \cdot w_{px} \\
 &= 0,2 \cdot 0,780 \cdot 1,5 \cdot 10782,747 \\
 &= 5047,7075 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Persyaratan nilai  $F_{px}$  yang akan digunakan yaitu  $F_{px \text{ min}} < 1,25 F_{px} < F_{px \text{ max}}$ , karena dari hasil perhitungan nilai  $1,25 F_{px} < F_{px \text{ min}}$  maka nilai  $F_{px}$  yang digunakan adalah  $F_{px \text{ min}}$  sebesar 2523,8538 kN. Selanjutnya, nilai gaya desain diafragma pakai didistribusikan pada lantai 1 dapat dihitung dengan cara berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{px \text{ lantai 1}} &= \frac{F_{px}}{A_{px}} \\
 &= \frac{2523,8538}{1171,023} \\
 &= 2,16 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berikut adalah rekapitulasi perhitungan gaya desain diafragma pada lantai 1-6 arah x dapat dilihat pada tabel 5.23 dan arah y pada tabel 5.24.

**Tabel 5.23 Gaya Desain Diafragma Arah X**

Lantai	$\Sigma F_{ix}$	$\Sigma w_i$	$w_{px}$	$F_{px}$	$1,25 F_{px}$	$F_{px \text{ min}}$	$F_{px \text{ max}}$	$A_{px}$	$Q_{px}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
6	3593,581	5337,740	28709,1910	19328,1807	24160,2259	6719,7904	13439,5808	988,9052	24,43
5	2803,484	14217,836	9937,9180	1959,5664	2449,4580	2326,1096	4652,2193	988,9052	2,48
4	2763,57	23100,847	9937,9290	1188,8812	1486,1015	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
3	2515,991	32025,552	9937,9290	780,7434	975,9293	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
2	1994,153	40971,618	9937,9290	483,6946	604,6183	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
1	1547,149	50835,025	10782,7470	328,1697	410,2122	2523,8538	5047,7075	1171,0230	2,16

**Tabel 5.24 Gaya Desain Diafragma Arah X**

Lantai	$\Sigma F_{iy}$	$\Sigma w_i$	$w_{px}$	$F_{px}$	$1,25 F_{px}$	$F_{px \text{ min}}$	$F_{px \text{ max}}$	$A_{px}$	$Q_{px}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
6	1905,809	5337,7400	28709,1910	10250,4496	12813,0619	6719,7904	13439,5808	988,9052	12,96
5	1466,508	14217,8360	9937,9180	1025,0531	1281,3163	2326,1096	4652,2193	988,9052	2,35
4	1446,111	23100,8470	9937,9290	622,1135	777,6419	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
3	1290,904	32025,5520	9937,9290	400,5836	500,7296	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
2	1000,263	40971,6180	9937,9290	242,6202	303,2753	2326,1122	4652,2244	988,9052	2,35
1	822,627	50835,0250	10782,7470	174,4895	218,1119	2523,8538	5047,7075	1171,023	2,16

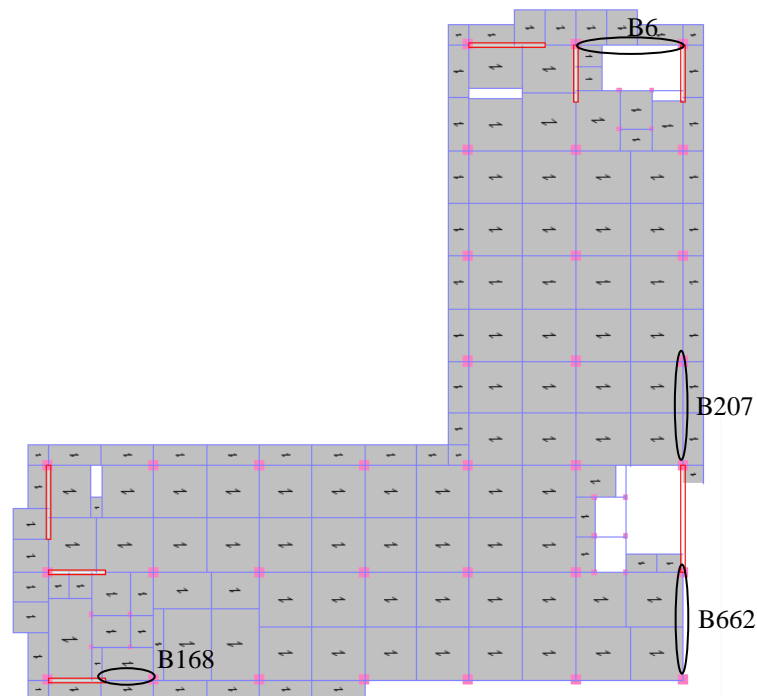
## 5.9 Kombinasi untuk Gaya Desain Diafragma

Gaya desain diafragma pada perhitungan subab sebelumnya menggunakan nilai  $F_{px \text{ min}}$ , sehingga kombinasi pembebanan yang digunakan untuk desain diafragma sebagai berikut.

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L$
3.  $1,3560 D + 1,0 (E_x + F_{px}) + 0,3 (E_y + F_{py}) + L$
4.  $1,3560 D + 1,0 (E_x + F_{px}) - 0,3 (E_y + F_{py}) + L$
5.  $1,3560 D - 1,0 (E_x + F_{px}) + 0,3 (E_y + F_{py}) + L$
6.  $1,3560 D - 1,0 (E_x + F_{px}) - 0,3 (E_y + F_{py}) + L$
7.  $1,3560 D + 0,3 (E_x + F_{px}) + 1,0 (E_y + F_{py}) + L$
8.  $1,3560 D + 0,3 (E_x + F_{px}) - 1,0 (E_y + F_{py}) + L$
9.  $1,3560 D - 0,3 (E_x + F_{px}) + 1,0 (E_y + F_{py}) + L$
10.  $1,3560 D - 0,3 (E_x + F_{px}) - 1,0 (E_y + F_{py}) + L$
11.  $0,7440 D + (E_x + F_{px}) + 0,3 (E_y + F_{py})$
12.  $0,7440 D + (E_x + F_{px}) - 0,3 (E_y + F_{py})$
13.  $0,7440 D - (E_x + F_{px}) + 0,3 (E_y + F_{py})$
14.  $0,7440 D - (E_x + F_{px}) - 0,3 (E_y + F_{py})$
15.  $0,7440 D + 0,3 (E_x + F_{px}) + (E_y + F_{py})$
16.  $0,7440 D + 0,3 (E_x + F_{px}) - (E_y + F_{py})$
17.  $0,7440 D - 0,3 (E_x + F_{px}) + (E_y + F_{py})$
18.  $0,7440 D - 0,3 (E_x + F_{px}) - (E_y + F_{py})$

## 5.10 Pengecekan Elemen Kolektor

Pada gedung tersebut perlu dilakukan pengecekan elemen balok yang berpotensi menjadi elemen kolektor. Elemen kolektor diidentifikasi dengan ketentuan besar gaya aksial  $P_u > 10\% A_g f_c$ . Berikut adalah letak balok yang berpotensi menjadi elemen kolektor dapat dilihat pada Gambar 5.11.



**Gambar 5.11 Balok yang Berpotensi menjadi Elemen Kolektor pada Lantai 1-6**

Hasil pengecekan balok yang berpotensi menjadi elemen kolektor pada gedung perkuliahan yang diteliti sesuai hasil output program ETABS dapat dilihat pada Tabel 5.25.

**Tabel 5.25 Pemeriksaan Elemen Kolektor**

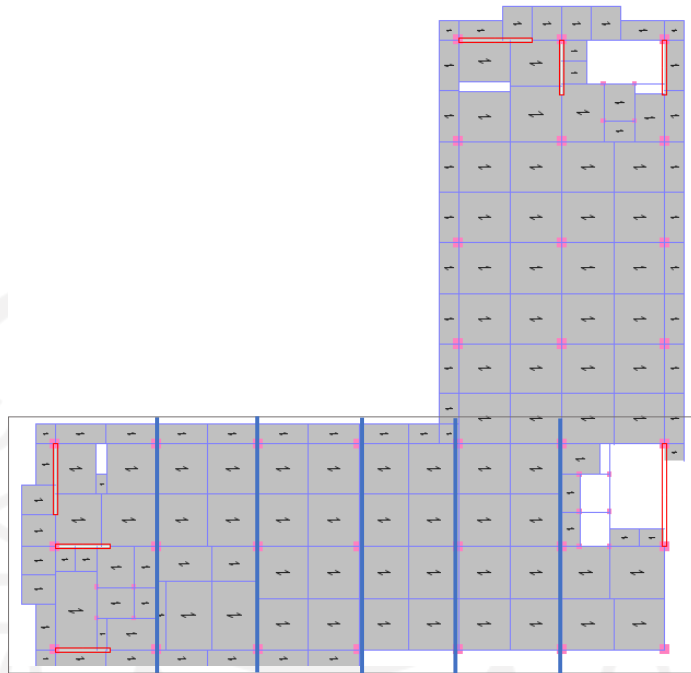
Lantai	Tipe	Kode	Dimensi (mm)		$0.1 \cdot A_g \cdot F'c$	P	Status
			b	h	kN	kN	
1	B168	B3	300	500	450	550,518	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	198,308	Tidak Ada
	B662	B1A	400	650	780	203,079	Tidak Ada
	B6	B1A	400	650	780	107,827	Tidak Ada
2	B168	B3	300	500	450	756,119	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	511,511	Tidak Ada
	B662	B1A	400	650	780	475,392	Tidak Ada
	B6	B1A	400	650	780	253,86	Tidak Ada

Lanjutan Tabel 5.25 Pemeriksaan Elemen Kolektor

Lantai	Tipe	Kode	Dimensi (mm)		0.1*Ag*F'c kN	P kN	Status
			b	h			
3	B168	B3	300	500	450	660,707	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	880,784	Kolektor
	B662	B1A	400	650	780	627,926	Tidak Ada
	B6	B1A	400	650	780	229,582	Tidak Ada
4	B168	B3	300	500	450	573,226	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	1150,442	Kolektor
	B662	B1A	400	650	780	785,793	Kolektor
	B6	B1A	400	650	780	230,744	Tidak Ada
5	B168	B3	300	500	450	1140,642	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	1797,459	Kolektor
	B662	B1A	400	650	780	976,095	Kolektor
	B6	B1A	400	650	780	461,12	Tidak Ada
6	B168	B3	300	500	450	754,986	Kolektor
	B207	B1B	400	650	780	2067,566	Kolektor
	B662	B1A	400	650	780	1188,688	Kolektor
	B6	B1A	400	650	780	1122,65	Kolektor

### 5.11 Pengecekan Elemen Kord

Untuk pengecekan elemen kord, maka terlebih dahulu dilakukan *section cut* pada beberapa segmen pada denah gedung tersebut. Berikut adalah *section cut* yang dilakukan pada lantai 1-5.



**Gambar 5.12 Elemen Kord dan *Section Cut* pada Lantai 1-5**

Hasil *output section cut* yang telah dilakukan seperti gambar 5.12 dapat dilihat pada Tabel 5.26 dan 5.27 berikut.

**Tabel 5.26 Hasil *Section Cut* Lantai 1-3**

Sec Cut	Lantai 1		Lantai 2		Lantai 3	
	F2 (kN)	M3 (kNm)	F2 (kN)	M3 (kNm)	F2 (kN)	M3 (kNm)
1	429,879	4497,2191	691,23	906,062	466,356	4030,114
2	367,675	4315,990	223,353	7960,2862	421,318	6873,004
3	365,504	5244,3074	272,024	9901,0338	224,906	4644,474
4	709,870	355,1084	1465,638	6550,7196	1840,485	10266,41
5	722,513	551,4522	1447,426	2487,4975	1914,005	3709,027

**Tabel 5.27 Hasil *Section Cut* Lantai 4-5**

Sec Cut	Lantai 4		Lantai 5	
	F2 (kN)	M3 (kNm)	F2 (kN)	M3 (kNm)
1	1062,254	5715,582	782,812	6899,5777
2	902,253	8250,6826	435,993	12529,666
3	836,518	6784,8302	973,135	10542,598
4	2274,338	13735,369	3045,764	17985,698
5	2419,778	4792,2302	3142,181	6057,6545



Dari data *ouput section cut* diatas dapat dilakukan perhitungan tulangan kord yang perlu dipasang pada diafragma yang dianalisis. Berikut adalah contoh perhitungan pada *section cut* 4 lantai 2.

#### 1. Desain Geser Diafragma

Diketahui

$$\text{Lebar potongan (d)} = 14,65 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser potongan (Vu)} = 1465,638 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal pelat (b)} = 120 \text{ mm}$$

Penyelesaian

$$\begin{aligned} \text{Gaya nominal perlu (Vn)} &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{1465,638}{0,65} \\ &= 2254,828 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser beton (Vc)} &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 120 \cdot 14650 \\ &= 1604827,093 \text{ N} \\ &= 1604,827 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapatkan bahwa nilai  $V_n 2254,828 > V_c 1604,827 \text{ kN}$  sehingga pada *section cut* 4 lantai 2 diperlukan tulangan geser. Hasil pengecekan tulangan geser diafragma pada seluruh lantai dapat dilihat pada Tabel 5.28 hingga 5.32.

**Tabel 5.28 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 1**

Sec Cut	L	F1	Vn	Vc	Status
	m	kN	kN	kN	
1	14,65	429,879	661,3523	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
2	14,65	367,675	565,6538	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
3	14,65	365,504	562,3138	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
4	14,65	709,87	1092,108	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
5	14,65	722,513	1111,558	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser

**Tabel 5.29 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 2**

Sec Cut	L	F1	Vn	Vc	Status
	m	kN	kN	kN	
1	14,65	691,23	1063,431	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
2	14,65	223,353	343,62	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
3	14,65	272,024	418,4985	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
4	14,65	1465,638	2254,828	1604,827	Tulangan Geser
5	14,65	1447,426	2226,809	1604,827	Tulangan Geser

**Tabel 5.30 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 3**

Sec Cut	L	F1	Vn	Vc	Status
	m	kN	kN	kN	
1	14,65	466,356	717,4708	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
2	14,65	421,318	648,1815	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
3	14,65	224,906	346,0092	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
4	14,65	1840,485	2831,515	1604,827	Tulangan Geser
5	14,65	1914,005	2944,623	1604,827	Tulangan Geser

**Tabel 5.31 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 4**

Sec Cut	L	F1	Vn	Vc	Status
	m	kN	kN	kN	
1	14,65	1062,254	1634,237	1604,827	Tulangan Geser
2	14,65	902,253	1388,082	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
3	14,65	836,518	1286,951	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
4	14,65	2274,338	3498,982	1604,827	Tulangan Geser
5	14,65	2419,778	3722,735	1604,827	Tulangan Geser

**Tabel 5.32 Hasil Pengecekan Tulangan Geser Diafragma Lantai 5**

Sec Cut	L	F1	Vn	Vc	Status
	m	kN	kN	kN	
1	14,65	782,812	1204,326	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
2	14,65	435,993	670,7585	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
3	14,65	973,135	1497,131	1604,827	Tidak Perlu Tulangan Geser
4	14,65	3045,764	4685,791	1604,827	Tulangan Geser
5	14,65	3142,181	4834,125	1604,827	Tulangan Geser

Berikut adalah perhitungan tulangan geser pada daerah diafragma ke dinding geser pada *section cut* 4 lantai 2.

Diketahui

$$V_n = 2254,828 \text{ kN}$$

$$V_c = 1604,827 \text{ kN}$$

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

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

$$L_n = 14,65 \text{ m}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\text{geser}} = 10 \text{ mm}$$

Penyelesaian

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c \\ &= 2254,828 - 1604,827 \\ &= 650,001 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_u &= 1,25 \cdot f_y \\ &= 1,25 \cdot 420 \\ &= 525 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing_{\text{geser}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser baja} &= 40\% \cdot f_u \\ &= 40\% \cdot 525 \\ &= 210 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser baja 1 tulangan} &= \text{Kuat geser baja} \cdot A_s \\ &= 210 \cdot 78,54 \\ &= 16493,3614 \text{ N} = 16,493 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan geser dibutuhkan (n)} &= \frac{V_s}{\text{Kuat geser baja 1 tulangan}} \\ &= \frac{650,001 \text{ kN}}{16,493 \text{ kN}} \\ &= 539,41 \text{ buah} \approx 40 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan geser dipasang} &= \frac{l_n}{n} \\ &= \frac{14,65}{40} \\ &= 361,585 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan hasil kebutuhan tulangan geser 10D-300 mm pada *section cut* 4 lantai 2. Berikut adalah rekapitulasi tulangan geser yang dibutuhkan pada tiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.33.

**Tabel 5.33 Rekapitulasi Tulangan Geser Diafragma**

Lantai	SecCut	Ln	F1	Vs	Kuat Geser 1 Tulangan	Tulangan Geser yang Dibutuhkan
		m	kN	kN	kN	
2	SecCut 4	14.65	1465,6380	650,0006	16,4934	10D-300
2	SecCut 5	14.65	1447,4260	621,9821	16,4934	10D-300
3	SecCut 4	14.65	1840,4850	1226,6883	16,4934	10D-300
3	SecCut 5	14.65	1914,0050	1339,7960	16,4934	10D-300
4	SecCut 1	14.65	1062,2540	29,4098	16,4934	10D-300
4	SecCut 4	14.65	2274,3380	1894,1544	16,4934	10D-300
4	SecCut 5	14.65	2419,7780	2117,9083	16,4934	10D-300
5	SecCut 4	14.65	3045,7640	3080,9637	16,4934	10D-300
5	SecCut 5	14.65	3142,1810	3229,2975	16,4934	10D-300

## 2. Desain Kord pada Diafragma

Berikut adalah perhitungan luas tulangan tarik pada *Section Cut* 4 lantai 2.

Diketahui

$$M_u = 6550,7196 \text{ kNm}$$

$$d = 14,65 \text{ m}$$

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

Penyelesaian

$$\begin{aligned} T_u : \text{Gaya Tarik} &= \frac{M_u}{d} \\ &= \frac{6550,7196}{14,65} \\ &= 447,148 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Tarik Kord} &= \frac{T_u}{\phi \cdot d} \\ &= \frac{447,148}{0,9 \cdot 14,65} \\ &= 1182,932 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang dibutuhkan dengan menggunakan diameter tulangan 16 mm

$$\begin{aligned}
 As1 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset_{\text{kord}}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 201,0619 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{As \text{ Tarik Kord}}{As1} \\
 &= \frac{1182,932}{201,0619} \\
 &= 5,883 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, tulangan kord yang dapat dipasang pada lantai 2 adalah 6D16. Rekapitulasi perhitungan pada *section cut* dan lantai selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.34 sampai Tabel 5.38.

**Tabel 5.34 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 1**

<i>SecCut</i>	d	Mu	Tu	As Tarik Kord	Kebutuhan Tulangan
	m	kNm	kN	mm <sup>2</sup>	
1	14,65	4497,2191	306,9774	812,1096	2D16
2	14,65	4315,9900	294,6068	779,3831	4D16
3	14,65	5244,3074	357,9732	947,0191	5D16
4	14,65	355,1084	24,2395	64,1256	2D16
5	14,65	551,4522	37,6418	99,5815	2D16

**Tabel 5.35 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 2**

<i>SecCut</i>	d	Mu	Tu	As Tarik Kord	Kebutuhan Tulangan
	m	kNm	kN	mm <sup>2</sup>	
1	14,65	906,0620	61,8472	163,6170	2D16
2	14,65	7960,2862	543,3642	1437,4715	8D16
3	14,65	9901,0338	675,8385	1787,9325	9D16
4	14,65	6550,7196	447,1481	1182,9315	6D16
5	14,65	2487,4975	169,7951	449,1933	3D16

**Tabel 5.36 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 3**

<i>SecCut</i>	d	Mu	Tu	As Tarik Kord	Kebutuhan Tulangan
	m	kNm	kN	mm <sup>2</sup>	
1	14,65	4030,1142	275,0931	727,7596	2D16
2	14,65	6873,0042	469,1470	1241,1297	7D16
3	14,65	4644,4736	317,0289	838,7008	5D16
4	14,65	10266,4075	700,7787	1853,9118	10D16
5	14,65	3709,0266	253,1759	669,7775	4D16

**Tabel 5.37 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 4**

<i>SecCut</i>	d	Mu	Tu	As Tarik Kord	Kebutuhan Tulangan
	m	kNm	kN	mm <sup>2</sup>	
1	14,65	5715,5820	390,1421	1032,1220	2D16
2	14,65	8250,6826	563,1865	1489,9114	8D16
3	14,65	6784,8302	463,1283	1225,2073	7D16
4	14,65	13735,3688	937,5678	2480,3382	13D16
5	14,65	4792,2302	327,1147	865,3828	5D16
6	14,65	5715,5820	390,1421	1032,1220	2D16

**Tabel 5.38 Kebutuhan Tulangan Kord Lantai 5**

<i>SecCut</i>	d	Mu	Tu	As Tarik Kord	Kebutuhan Tulangan
	m	kNm	kN	mm <sup>2</sup>	
1	14,65	6899,5777	470,9609	1245,9284	2D16
2	14,65	12529,6659	855,2673	2262,6119	12D16
3	14,65	10542,5978	719,6312	1903,7864	10D16
4	14,65	17985,6977	1227,6927	3247,8642	17D16
5	14,65	6057,6545	413,4918	1093,8936	6D16
6	14,65	6899,5777	470,9609	1245,9284	2D16

3. Pemeriksaan *Confinement* pada Kord Tekan

Berikut adalah contoh pengecekan kebutuhan tulangan *confinement* pada kord tekan *section cut* 4 lantai 2.

Diketahui

$$\text{Mu} = 6550,7196 \text{ kNm}$$

$$d = 14,65 \text{ m}$$

$$n = 6 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset_{\text{geser}}^2 \\
 &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 1206,3716 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya tekan pada kord

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya Tekan Kord} &= \frac{\frac{M_u}{d}}{\text{As pakai}} \\
 &= \frac{\frac{6550,7196}{14,65}}{1206,3716} \\
 &= 0,3707 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan batasan kord tanpa *confinement*

$$\begin{aligned}
 0,2 \cdot f_c' &= 0,2 \cdot 30 \\
 &= 6 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat diketahui bahwa pada lantai 2 tidak terdapat tulangan *confinement* karena nilai gaya tekan kord tidak melebihi nilai batasan yang telah ditetapkan. Rekapitulasi kebutuhan *confinement* pada lantai lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.39 sampai 5.43.

**Tabel 5.39 Kebutuhan *Confinement* pada Diafragma Lantai 1**

SecCut	d	Mu	As Pakai	Gaya Tekan Kord	0,2.fc'	Status
	m	kNm	mm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	
1	14,65	4497,2191	402,1239	0,7634	6	Tanpa <i>Confinement</i>
2	14,65	4315,9900	804,2477	0,3663	6	Tanpa <i>Confinement</i>
3	14,65	5244,3074	1005,3096	0,3561	6	Tanpa <i>Confinement</i>
4	14,65	355,1084	201,0619	0,1206	6	Tanpa <i>Confinement</i>
5	14,65	551,4522	201,0619	0,1872	6	Tanpa <i>Confinement</i>

**Tabel 5.40 Kebutuhan *Confinement* pada Diafragma Lantai 2**

SecCut	d	Mu	As Pakai	Gaya Tekan Kord	0,2.fc'	Status
	m	kNm	mm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	
1	14,65	906,0620	402,1239	0,1538	6	Tanpa <i>Confinement</i>
2	14,65	7960,2862	1608,4954	0,3378	6	Tanpa <i>Confinement</i>
3	14,65	9901,0338	1809,5574	0,3735	6	Tanpa <i>Confinement</i>
4	14,65	6550,7196	1206,3716	0,3707	6	Tanpa <i>Confinement</i>
5	14,65	2487,4975	603,1858	0,2815	6	Tanpa <i>Confinement</i>

Tabel 5.41 Kebutuhan *Confinement* pada Diafragma Lantai 3

<i>SecCut</i>	d	Mu	As Pakai	Gaya Tekan Kord	0,2.fc'	Status
	m	kNm	mm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	
1	14,65	4030,1142	402,1239	0,6841	6	Tanpa <i>Confinement</i>
2	14,65	6873,0042	1407,4335	0,3333	6	Tanpa <i>Confinement</i>
3	14,65	4644,4736	1005,3096	0,3154	6	Tanpa <i>Confinement</i>
4	14,65	10266,4075	2010,6193	0,3485	6	Tanpa <i>Confinement</i>
5	14,65	3709,0266	804,2477	0,3148	6	Tanpa <i>Confinement</i>

Tabel 5.42 Kebutuhan *Confinement* pada Diafragma Lantai 4

<i>SecCut</i>	d	Mu	As Pakai	Gaya Tekan Kord	0,2.fc'	Status
	m	kNm	mm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	
1	14,65	5715,5820	402,1239	0,9702	6	Tanpa <i>Confinement</i>
2	14,65	8250,6826	1608,4954	0,3501	6	Tanpa <i>Confinement</i>
3	14,65	6784,8302	1407,4335	0,3291	6	Tanpa <i>Confinement</i>
4	14,65	13735,3688	2613,8051	0,3587	6	Tanpa <i>Confinement</i>
5	14,65	4792,2302	1005,3096	0,3254	6	Tanpa <i>Confinement</i>

Tabel 5.43 Kebutuhan *Confinement* pada Diafragma Lantai 5

<i>SecCut</i>	d	Mu	As Pakai	Gaya Tekan Kord	0,2.fc'	Status
	m	kNm	mm <sup>2</sup>	Mpa	Mpa	
1	14,65	6899,5777	402,1239	1,1712	6	Tanpa <i>Confinement</i>
2	14,65	12529,6659	2412,7432	0,3545	6	Tanpa <i>Confinement</i>
3	14,65	10542,5978	2010,6193	0,3579	6	Tanpa <i>Confinement</i>
4	14,65	17985,6977	3418,0528	0,3592	6	Tanpa <i>Confinement</i>
5	14,65	6057,6545	1206,3716	0,3428	6	Tanpa <i>Confinement</i>



## 5.12 Pembahasan Keseluruhan

Objek penelitian yang digunakan pada penelitian ini adalah Gedung Perkuliahan di Yogyakarta. Gedung ini adalah bangunan yang berfungsi sebagai gedung kuliah, sehingga menurut SNI 1726-2019 gedung ini termasuk dalam bangunan dengan kategori risiko IV. Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  pada gedung ini sebesar 0,7803 dan 0,6060. Menurut SNI 1726-2019, bangunan dengan kategori risiko IV dengan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  tersebut termasuk dalam bangunan dengan kategori desain seismik D, sehingga gedung ini termasuk dalam kategori desain seismik D.

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, didapatkan hasil bahwa gedung perkuliahan ini memiliki ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Ketidakberaturan horizontal yang terjadi pada gedung ini adalah ketidakberaturan sudut dalam (tipe 2). Sedangkan ketidakberaturan vertikal yang terjadi adalah ketidakberaturan berat/ massa (tipe 2). Penelitian sebelumnya oleh Reki, dkk. (2020) menyarankan penelitian selanjutnya dilakukan dengan meneliti bangunan yang terkonfigurasi sebagai gedung tidak beraturan vertikal dan didesain dengan SNI 1726-2019. Penelitian ini sudah memenuhi saran tersebut karena gedung ini memiliki ketidakberaturan vertikal dan didesain dengan SNI 1726-2019.

Gedung yang diteliti termasuk dalam kategori desain seismik D dan memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2. Sesuai dengan Pasal 7.3.3.4 SNI 1726-2019, konsekuensi yang harus dipenuhi adalah perlu dilakukan peningkatan gaya desain diafragma sebesar 25%. Dari hasil analisis gaya desain diafragma perlu ditambahkan elemen kolektor dan elemen kord pada gedung tersebut.

Pada gedung ini simpangan antar tingkat ( $\Delta$ ) arah X pada lantai 1-6 adalah 7,9 mm, 17,6 mm, 23,3 mm, 26,5 mm, 28 mm, dan 26,9 mm. Sedangkan simpangan antar tingkat ( $\Delta$ ) pada arah Y pada lantai 1-6 adalah 4,1 mm, 9,2 mm, 12,4 mm, 14,4 mm, 15,4 mm, dan 14,9 mm. Nilai simpangan antar tingkat izin ( $\Delta_a$ ) untuk semua lantai sebesar 90 mm. Maka, simpangan antar tingkat pada gedung ini, baik pada arah X maupun arah Y dinyatakan aman, karena simpangan antar tingkat pada lantai 1 hingga lantai 6 tidak melebihi nilai simpangan antar tingkat izin.

Nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) arah X pada gedung ini lantai 1-6 adalah 0,0320 rad, 0,0472 rad, 0,0418 rad, 0,0353 rad, 0,0285 rad, dan 0,0153 rad. Sedangkan nilai

koefisien stabilitas ( $\theta$ ) pada arah Y lantai 1-6 adalah 0,0313 rad, 0,0490 rad, 0,0433 rad, 0,0366 rad, 0,0301 rad, dan 0,0160 rad. Nilai koefisien stabilitas maksimum ( $\theta_{\max}$ ) pada seluruh lantai sebesar 0,0909 rad, sehingga pengaruh P-Delta pada seluruh lantai di gedung perkuliahan yan diteliti dinyatakan stabil, karena nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak melebihi dari nilai koefisien stabilitas maksimum ( $\theta_{\max}$ ).



## **BAB VI**

### **SIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Simpulan**

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan penulis pada tugas akhir ini, maka dapat disimpulkan bahwa.

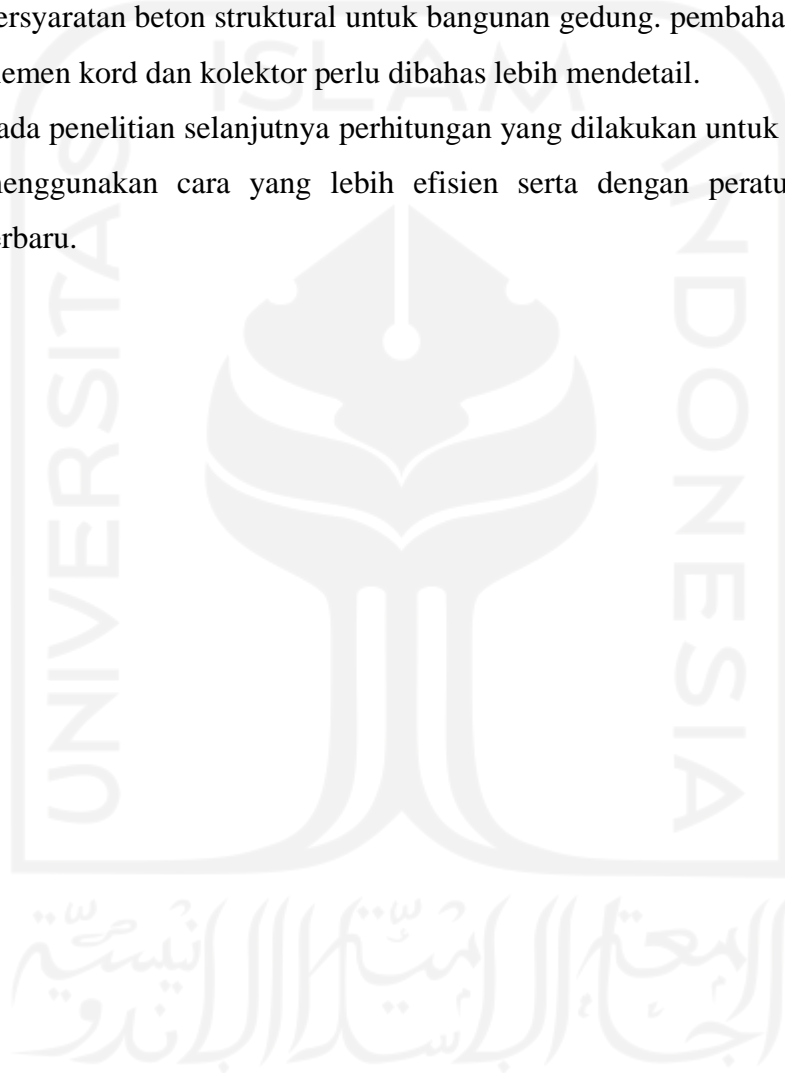
1. Gedung Perkuliahan yang digunakan sebagai objek penelitian telah dianalisis berdasarkan SNI 1726-2019, dan dapat disimpulkan bahwa gedung tersebut memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2 pada seluruh lantai, dan ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada lantai 6.
2. Nilai simpangan antar tingkat ( $\Delta$ ) pada seluruh lantai gedung perkuliahan tersebut baik arah x maupun arah y telah memenuhi persyaratan karena kurang dari simpangan antar tingkat ijin ( $\Delta_a$ ), sehingga dinyatakan aman.
3. Ketidakberaturan struktur yang terjadi pada gedung perkuliahan tersebut menyebabkan gaya desain diafragma harus ditingkatkan sebesar 25% untuk proses analisisnya. Selain itu, gedung tersebut termasuk kedalam kategori desain seismik D, sehingga sesuai SNI 1726-2019 gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% pada seluruh lantai. Hasil dari analisis gaya desain diafragma didapatkan bahwa pada gedung tersebut diperlukan elemen kolektor dan elemen kord pada seluruh lantai.

#### **6.2 Saran**

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, berikut adalah beberapa saran untuk penelitian selanjutnya.

1. Pada penelitian ini tulangan pada balok, kolom, pelat, serta dinding geser tidak didesain. Sebaiknya, pada penelitian selanjutnya semua elemen tersebut dapat didesain.

2. Penelitian ini bisa dilakukan dengan menggunakan objek penelitian yang lain, sehingga bangunan yang diteliti lebih bervariasi dari segi bentuk, jumlah tingkat, serta tinggi antar tingkat.
3. Pada SNI 1726-2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung dan SNI 2847-2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. pembahasan mengenai elemen kord dan kolektor perlu dibahas lebih mendetail.
4. Pada penelitian selanjutnya perhitungan yang dilakukan untuk analisis dapat menggunakan cara yang lebih efisien serta dengan peraturan-peraturan terbaru.

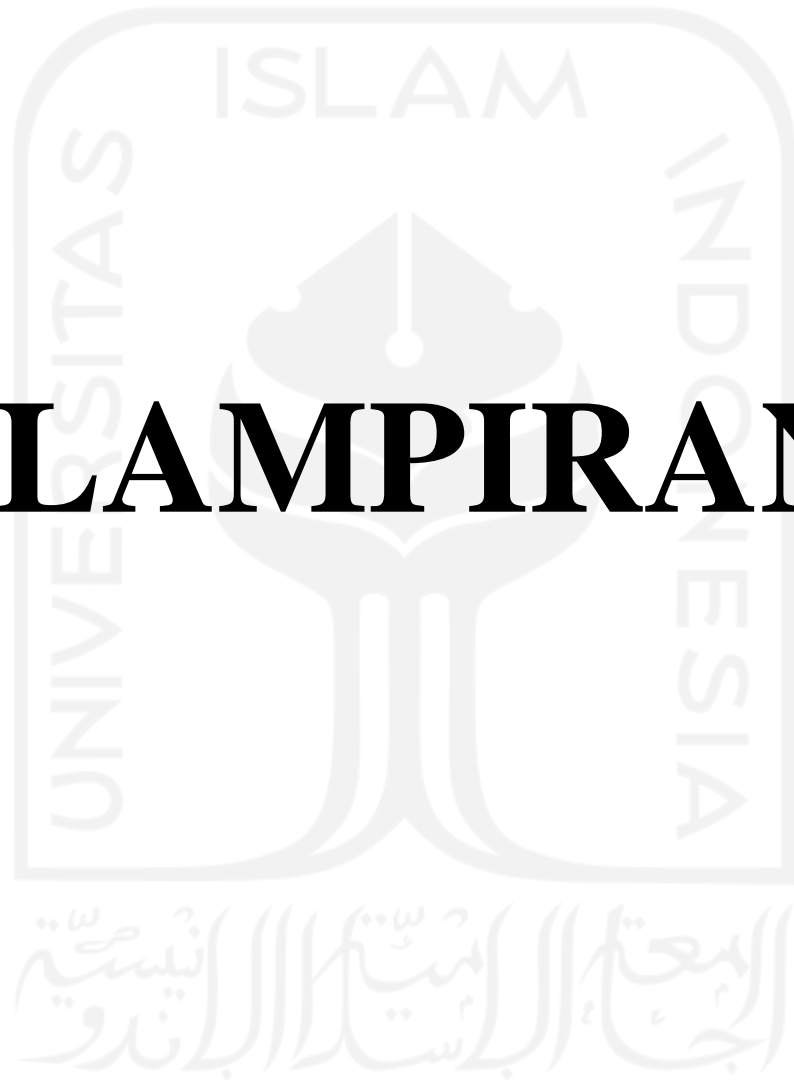


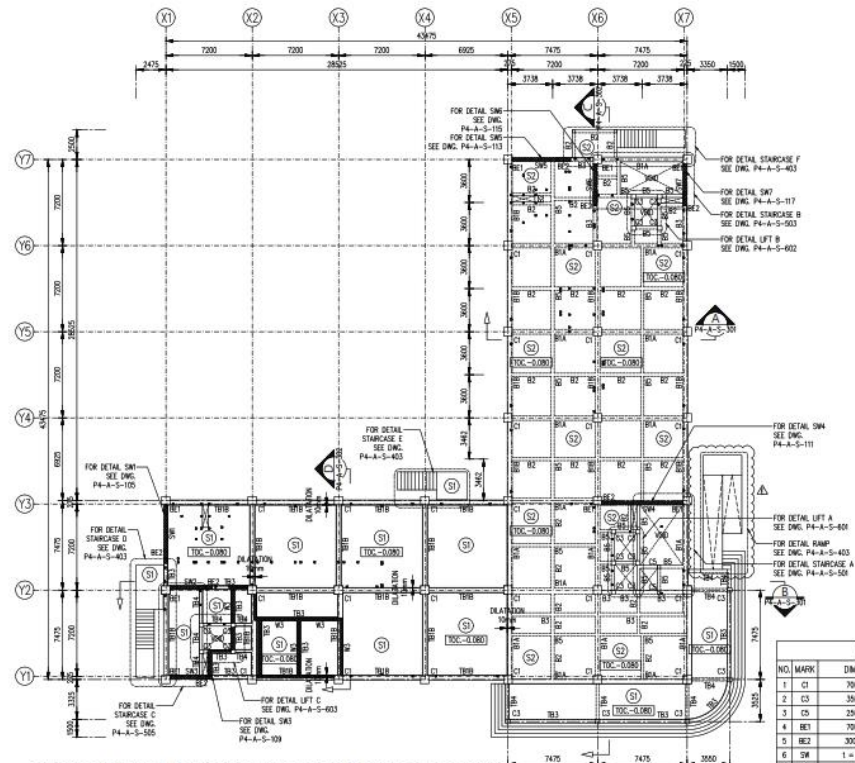
## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2019. *SNI-2847-2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. *SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. *SNI-1727-2020 Beban Minimum untuk Perancangan Banunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional
- Budiono, B. dan Wicaksono, E. B. 2016. Perilaku Struktur Bangunan dengan Ketidakberaturan Vertikal Tingkat Lunak Berlebihan dan Massa terhadap Beban Gempa. *Jurnal Teknik Sipil*. 23(2): 113-124.
- Egan dan Leo, Edison. 2018. Analisis Gaya dan Momen yang Terjadi di Sekitar Elemen *Chord* dan Balok Kolektor akibat Gaya Gempa pada Bangunan Bertingkat Tinggi. *Jurnal Mitra Teknik Sipil*. 1(1). 271-280
- Harahap, M.F., dan Fauzan, M. 2019. Perilaku Dinamik pada Struktur Apartemen Metro Galaxy Park terhadap Beban Gempa. *Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan*. 4(3) : 195-206
- Karunia, R., Baehaki dan Fathonah, W. 2020. Pengaruh Variasi Model Ketidakberaturan Vertikal pada Gedung Bertingkat tinggi terhadap Respon Seismik dengan Analisis Respon Spektrum. *Jurnal Fondasi*. 9(1): 63-76.

- Pratiwi, G. A. dan Widodo. 2017. Analisis dan Desain Struktur Beton Bertingkat Banyak Berdasarkan Perbandingan Analisis Respon Spektrum dan Dinamik Riwayat Waktu. *Jurnal Teknisia*. 22(1): 281-293.
- Pawirodikromo, W. 2012. *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Jakarta: Pustaka Pelajar.
- Prijasambada dan Hafifah, Vivi. 2018. Analisa Gaya Diafragma, Kord, dan Kolektor pada Bangunan Gedung Sesuai dengan SNI 1726:2012. *IKRAITH-TEKNOLOGI*. 2(1): 41-49.
- Purnomo, E., Purwanto, E., dan Supriyadi, A. 2014. Analisis Kinerja Struktur pada Gedung Bertingkat dengan Analisis Dinamik Respon Spektrum menggunakan Software ETABS (Studi Kasus : Bangunan Hotel di Semarang). *e-Jurnal Matriks Teknik Sipil*. 569-576.
- Siajaya, K., Windah, R. S. dan Handono, B. D. 2018. Respon Struktur Gedung Bertingkat dengan Variasi Kekakuan Kolom Akibat Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2002. *Jurnal Sipil Statik*. 6(6): 411-422.
- Wahyuhana, R. T., dan Prabawa, B. A. 2021. Kinerja Ekonomi Kawasan Perkotaan Yogyakarta Melalui Analisis Spasial. *Jurnal Plano Madani*. 10(1): 76-89.
- Wantalengie, R. O. F., Pangouw, J. D. dan Windah, R. S. 2016. Analisa Statik dan Dinamik Gedung Bertingkat Banyak Akibat Gempa Berdasarkan SNI 1726-2002 dengan Variasi Jumlah Tingkat. *Jurnal Statik Sipil*. 4(8): 471-480.

# LAMPIRAN

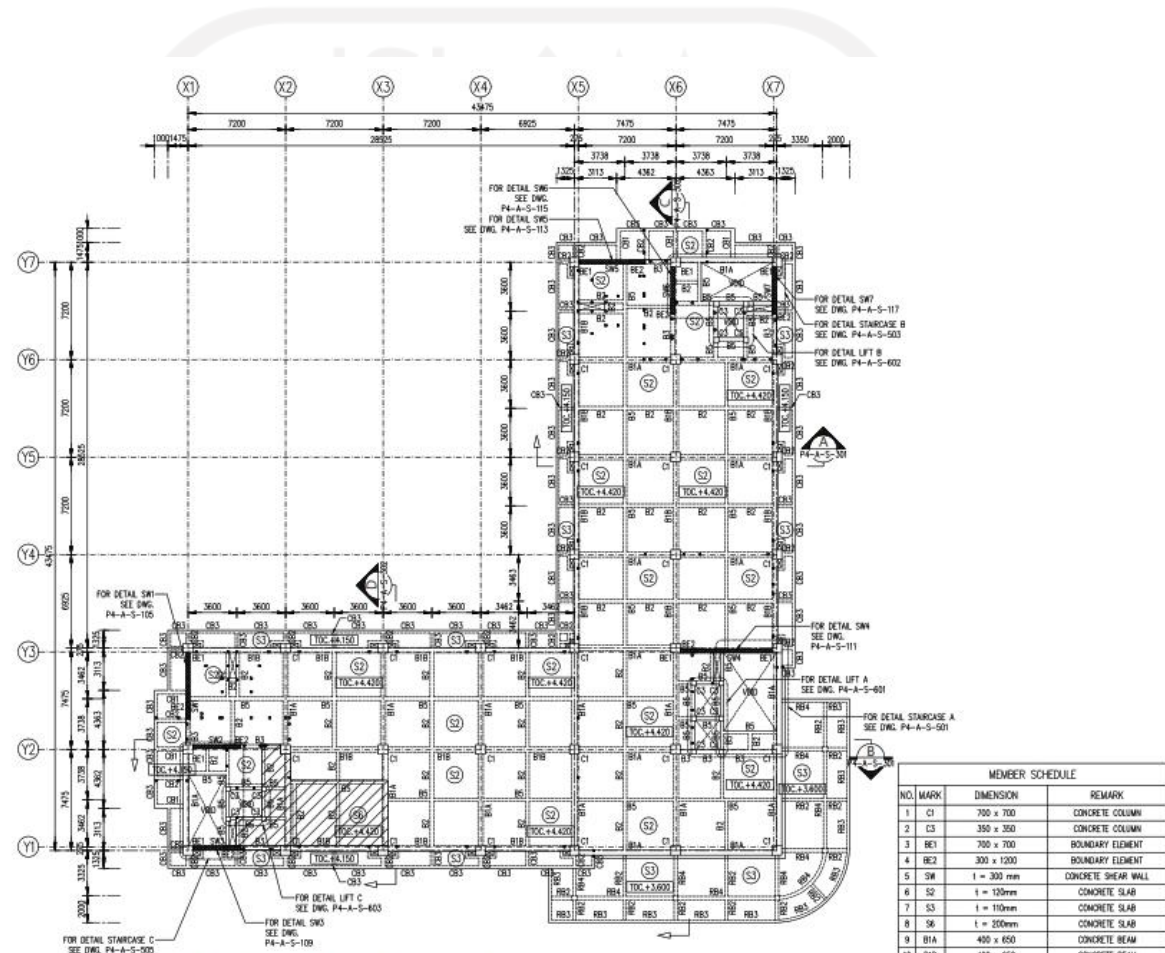




**CONCRETE SLAB, COLUMN, TIE BEAM & BEAM 1ST FLOOR PLAN (TOC.-0.080)**  
SCALE 1:150

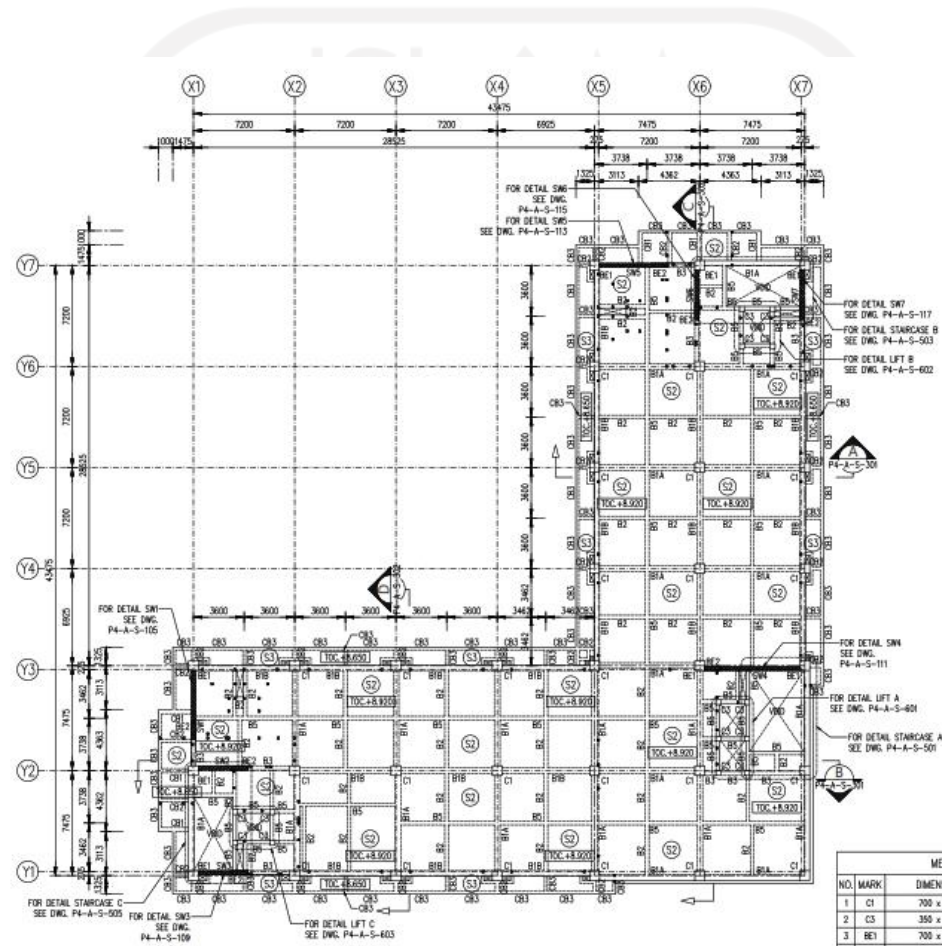
MEMBER SCHEDULE			
NO.	MARK	DIMENSION	REMARK
1	C1	700 x 700	CONCRETE COLUMN
2	C3	350 x 350	CONCRETE COLUMN
3	C5	250 x 250	CONCRETE COLUMN
4	B1	700 x 700	BOUNDARY ELEMENT
5	B2	300 x 1000	BOUNDARY ELEMENT
6	SW	1 = 200 mm	CONCRETE SHEAR WALL
7	MS	1 = 200 mm	CONCRETE WALL
8	S1	1 = 100mm	CONCRETE SLAB
9	TR1B	400 x 650	CONCRETE TIE BEAM
10	TR2	250 x 400	CONCRETE TIE BEAM
11	TR3	300 x 500	CONCRETE TIE BEAM
12	TR4	250 x 450	CONCRETE TIE BEAM
13	BR1A	400 x 650	CONCRETE BEAM
14	BR1B	400 x 650	CONCRETE BEAM
15	B2	250 x 400	CONCRETE BEAM
16	B3	300 x 500	CONCRETE BEAM
17	B5	250 x 450	CONCRETE BEAM
18	CP	150 x 150	PRACTICAL COLUMN





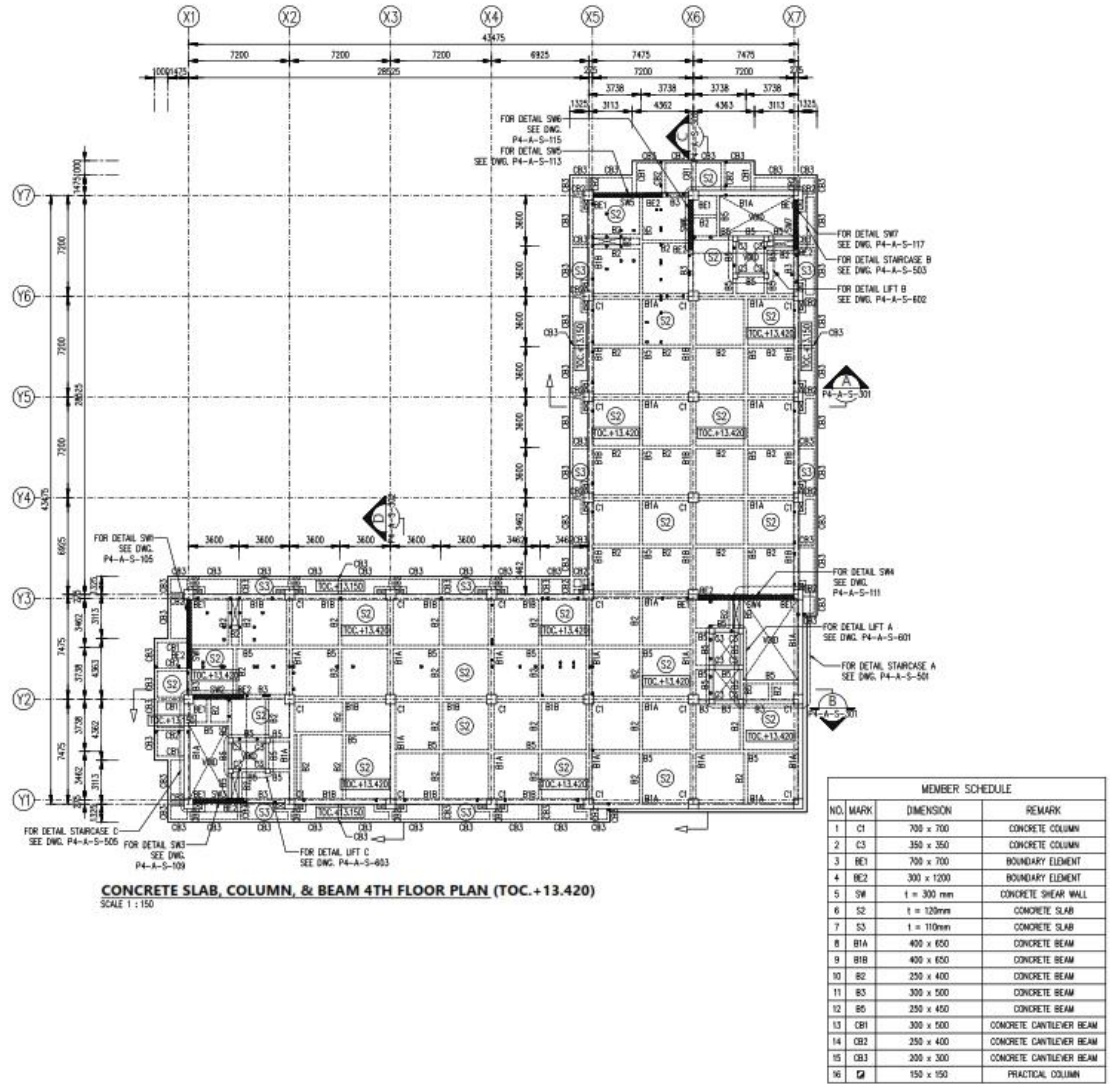
**CONCRETE SLAB, COLUMN, & BEAM 2ND FLOOR PLAN (TOC.+4.420)**  
SCALE 1 : 150

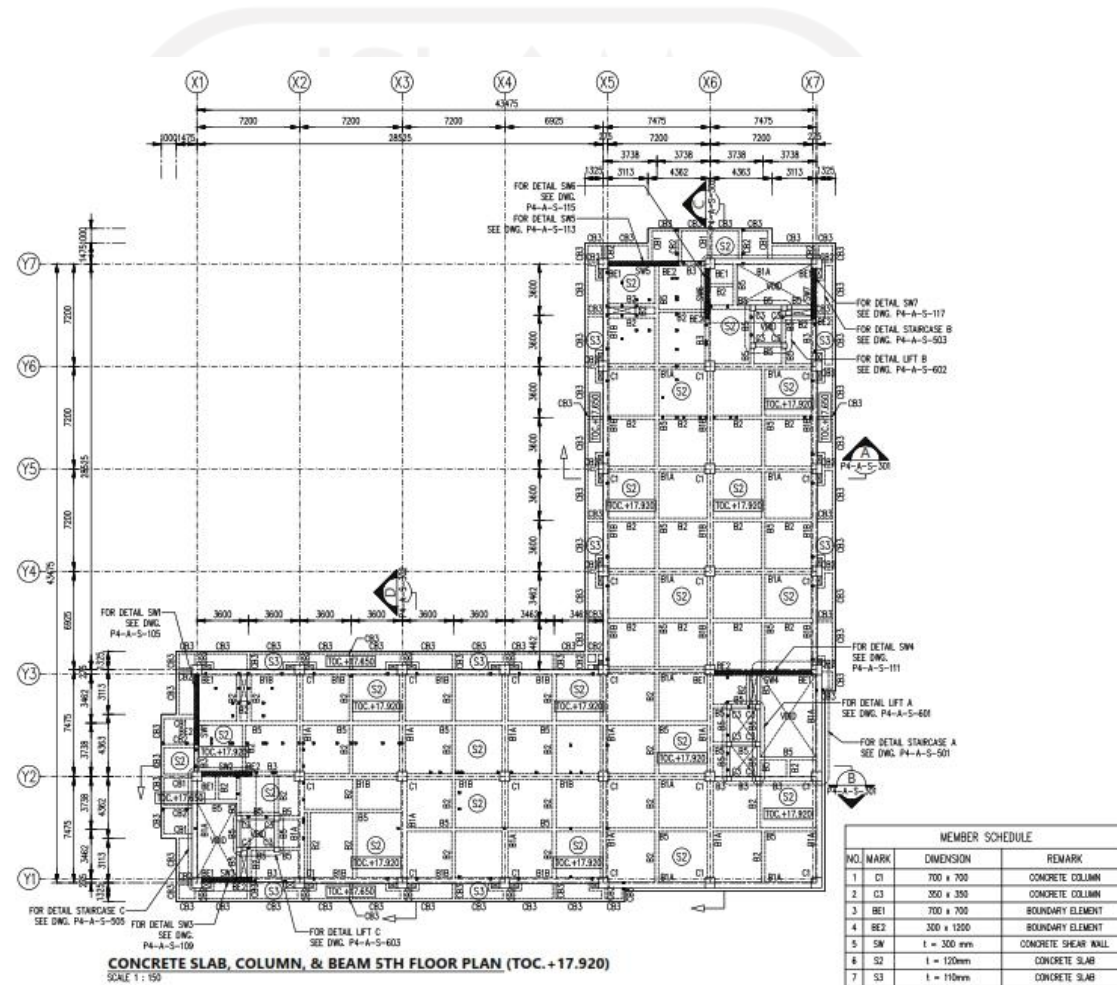
MEMBER SCHEDULE			
NO.	MARK	DIMENSION	REMARK
1	C1	700 x 700	CONCRETE COLUMN
2	C3	350 x 350	CONCRETE COLUMN
3	BE1	700 x 700	BOUNDARY ELEMENT
4	BE2	300 x 1200	BOUNDARY ELEMENT
5	SW	l = 300 mm	CONCRETE SHEAR WALL
6	S2	l = 120mm	CONCRETE SLAB
7	S3	l = 110mm	CONCRETE SLAB
8	S6	l = 200mm	CONCRETE SLAB
9	B1A	400 x 650	CONCRETE BEAM
10	B1B	400 x 650	CONCRETE BEAM
11	B2	250 x 400	CONCRETE BEAM
12	B3	300 x 500	CONCRETE BEAM
13	B5	250 x 450	CONCRETE BEAM
14	CB1	300 x 500	CONCRETE CANTILEVER BEAM
15	CB2	250 x 400	CONCRETE CANTILEVER BEAM
16	CB3	200 x 300	CONCRETE CANTILEVER BEAM
17	RB2	250 x 400	CONCRETE RING BEAM
18	RB3	200 x 300	CONCRETE RING BEAM
19	RB4	250 x 450	CONCRETE RING BEAM
20	PC	150 x 150	PRACTICAL COLUMN



**CONCRETE SLAB, COLUMN, & BEAM 3RD FLOOR PLAN (TOC.+8.920)**  
SCALE 1 : 100

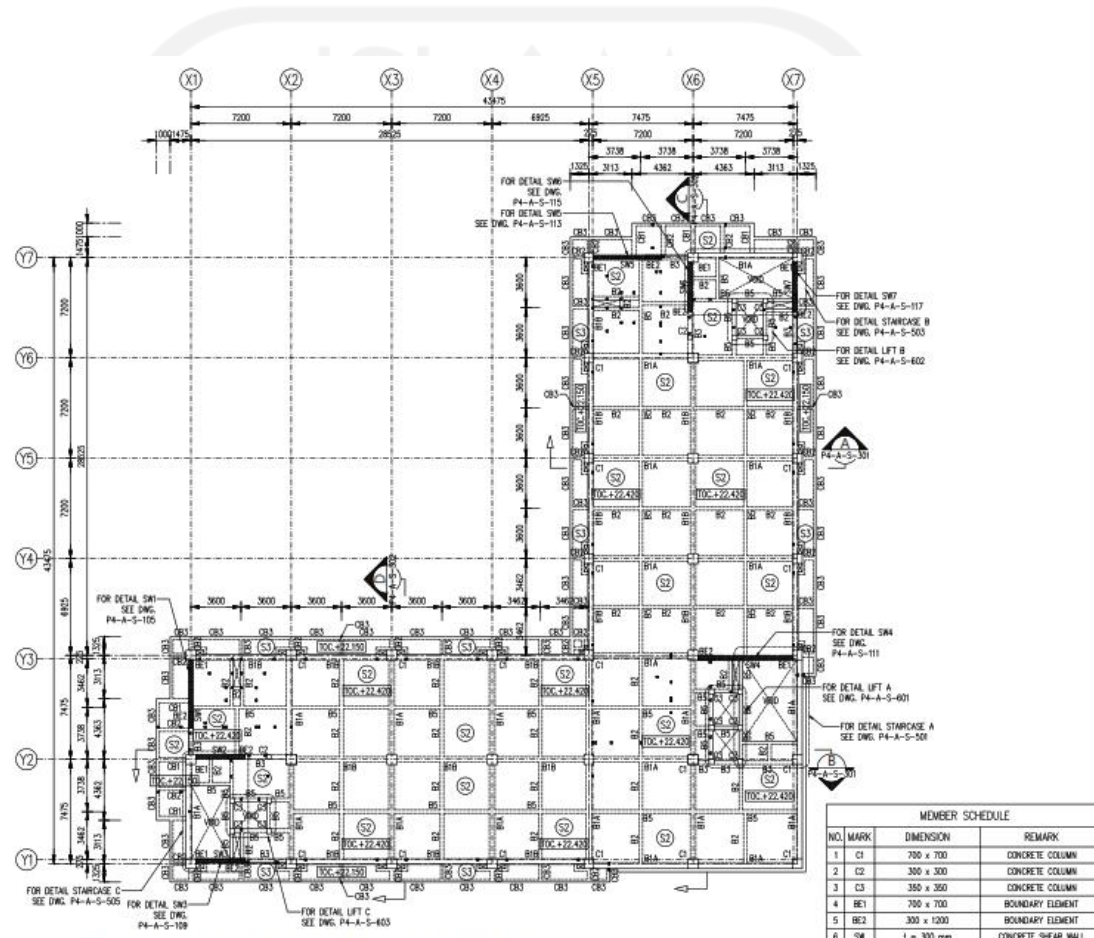
MEMBER SCHEDULE			
NO.	MARK	DIMENSION	REMARK
1	C1	700 x 700	CONCRETE COLUMN
2	C3	350 x 350	CONCRETE COLUMN
3	BE1	700 x 700	BOUNDARY ELEMENT
4	BE2	300 x 1200	BOUNDARY ELEMENT
5	SW	t = 300 mm	CONCRETE SHEAR WALL
6	S2	t = 120mm	CONCRETE SLAB
7	S3	t = 110mm	CONCRETE SLAB
8	B1A	400 x 650	CONCRETE BEAM
9	B1B	400 x 650	CONCRETE BEAM
10	B2	250 x 400	CONCRETE BEAM
11	B3	300 x 500	CONCRETE BEAM
12	B5	250 x 450	CONCRETE BEAM
13	CB1	300 x 500	CONCRETE CANTILEVER BEAM
14	CB2	250 x 400	CONCRETE CANTILEVER BEAM
15	CB3	200 x 300	CONCRETE CANTILEVER BEAM
16	□	150 x 150	PRACTICAL COLUMN





MEMBER SCHEDULE			
NO.	MARK	DIMENSION	REMARK
1	C1	700 x 700	CONCRETE COLUMN
2	C3	350 x 350	CONCRETE COLUMN
3	BE1	700 x 700	BOUNDARY ELEMENT
4	BE2	350 x 1200	BOUNDARY ELEMENT
5	SW	l = 300 mm	CONCRETE SHEAR WALL
6	S2	l = 120mm	CONCRETE SLAB
7	S3	l = 110mm	CONCRETE SLAB
8	B1A	400 x 650	CONCRETE BEAM
9	B1B	400 x 650	CONCRETE BEAM
10	B2	250 x 400	CONCRETE BEAM
11	B3	300 x 500	CONCRETE BEAM
12	B5	250 x 450	CONCRETE BEAM
13	CB1	300 x 500	CONCRETE CANTILEVER BEAM
14	CB2	250 x 400	CONCRETE CANTILEVER BEAM
15	CB3	200 x 300	CONCRETE CANTILEVER BEAM
16	CP	150 x 150	PRACTICAL COLUMN





**CONCRETE SLAB, COLUMN, & BEAM 6TH FLOOR PLAN (TOC. +22.420)**

SCALE 1 : 150

MEMBER SCHEDULE			
NO.	MARK	DIMENSION	REMARK
1	C1	700 x 700	CONCRETE COLUMN
2	C2	300 x 300	CONCRETE COLUMN
3	C3	350 x 350	CONCRETE COLUMN
4	BE1	700 x 700	BOUNDARY ELEMENT
5	BE2	300 x 1200	BOUNDARY ELEMENT
6	SW	l = 300 mm	CONCRETE SHEAR WALL
7	S2	l = 120mm	CONCRETE SLAB
8	S3	l = 110mm	CONCRETE SLAB
9	B1A	450 x 650	CONCRETE BEAM
10	B1B	450 x 650	CONCRETE BEAM
11	B2	250 x 400	CONCRETE BEAM
12	B3	350 x 500	CONCRETE BEAM
13	B5	250 x 450	CONCRETE BEAM
14	CB1	300 x 500	CONCRETE CANTILEVER BEAM
15	CB2	250 x 400	CONCRETE CANTILEVER BEAM
16	CB3	200 x 300	CONCRETE CANTILEVER BEAM
17	□	150 x 150	PRACTICAL COLUMN