

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara dengan letak hampir keseluruhan wilayahnya terletak pada kawasan Ring of Fire atau Cincin Api Pasifik yang disebabkan oleh pertemuan dari tiga lempeng tektonik bumi yaitu Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia dan Lempeng Pasifik. Hal ini menyebabkan Indonesia menjadi salah satu negara yang paling sering mengalami gempa. Berdasarkan data dari Badan Pusat Statistik (BPS) yang dilansir dari Badan Meterologi, Klimatologi dan Geofisika (BMKG), telah terjadi gempa sebanyak 7442 pada tahun 2024 dengan 128 diantara merupakan gempa besar diatas 5 magnitudo (BPS 2025).

Tingginya intensitas gempa tersebut secara tidak langsung berbanding lurus dengan potensi bahaya gempa di Indonesia. Tingginya potensi bahaya gempa ini menuntut penerapan standar dalam perancangan struktur tahan gempa pada setiap proses konstruksi untuk mitigasi dan mengurangi dampak gempa bumi yang terjadi. Hal ini telah dipetakan dalam Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia yang dirilis oleh Tim Pusat Studi Gempa Nasional (Puskim, 2017), yang menjadi dasar bagi standar perencanaan yang berlaku saat ini. Pertumbuhan populasi dan peningkatan ekonomi di kota-kota besar mendorong Pembangunan gedung-gedung bertingkat tinggi. Pembangunan gedung yang saling berdekatan akibat keterbatasan lahan, serta Pembangunan gedung dengan bentuk yang asimetris memunculkan resiko sesimik spesifik yang perlu ditangani dengan serius.

Salah satu resiko yang paling signifikan terjadi pada sebuah struktur gedung yang saling berdekatan adalah adanya fenomena benturan seismik atau seismic *pounding*. *Pounding* adalah fenomena dimana Ketika dua bangunan yang berdekatan saling bertumbukan akibat gerakan lateral yang disebabkan selama gempa bumi (Raheem, 2013). Bangunan yang saling berdekatan selama gempa bumi dapat sangat berbahaya karena karakteristik dinamis yang berbeda, yang menyebabkan getaran yang berbeda fase selama terjadinya gempa bumi (Noman, dkk, 2016). Tumbukan ini dapat menghasilkan transfer momentum dan gaya dampak yang besar, menyebabkan kerusakan struktural lokal, peningkatan respons gaya geser, kerusakan pada elemen non-struktural, hingga dalam kasus ekstrem, keruntuhan progresif salah satu atau kedua bangunan. Fenomena ini, yang telah diidentifikasi sebagai penyebab kerusakan signifikan sejak beberapa dekade lalu (Anagnostopoulos, 1988), telah terbukti menyebabkan kerusakan parah pada banyak kejadian gempa, seperti yang terdokumentasi dengan baik pasca gempa Christchurch, Selandia Baru pada tahun 2011 (Cole et al., 2012).

Untuk memitigasi risiko *pounding*, standar perencanaan gempa di seluruh dunia, termasuk di Indonesia, mensyaratkan adanya jarak pemisahan (dilatasi) yang memadai antar struktur. Dalam Standar Nasional Indonesia nomor 1726 : 2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Stuktur Bangunan Gedung dan Nongedung telah membahas dan menyediakan formula untuk menghitung jarak pemisah struktur minimum yang dibutuhkan dalam perencanaan. Standar ini mengadopsi metode *Square Root of Sum of Squares* (SRSS) dari

estimasi perpindahan inelastis maksimum, yang nilainya diturunkan dari hasil analisis respons spektrum elastis masing-masing dari dua model struktur yang saling terpisah. Perhitungan tersebut cukup sederhana namun masih memerlukan analisis menggunakan perangkat lunak mengetahui perpindahan inelastis maksimum dari masing-masing struktur yang saling berdekatan sedangkan dalam proses analisis tersebut struktur perlu dimodelkan jarak pemisah antar keduanya. Namun hingga saat ini penulis belum menemukan pedoman yang mengatur jarak dilatasi pada tahap *preliminary design* untuk selanjutnya dianalisis lebih lanjut menggunakan metode analisis statik maupun dinamik.

Pengembangan rumus empiris dalam penelitian ini difokuskan pada penggunaan variabel Tinggi Gedung dan Peak Ground Acceleration. Pemilihan kedua parameter ini didasarkan pada ketersediaan datanya yang bersifat instan dan mudah diidentifikasi oleh praktisi pada tahap perencanaan awal (*preliminary design*), di mana pemodelan struktur yang detail seringkali belum tersedia. Tinggi gedung secara fundamental merepresentasikan karakteristik dinamika struktur, sementara PGA merupakan indikator intensitas gempa makro yang tersedia pada peta hazard gempa nasional. Meskipun demikian, penggunaan rumus empiris ini diposisikan sebagai langkah estimasi cepat guna menentukan kebutuhan ruang antar bangunan dalam perencanaan tata letak. Analisis dinamis yang lebih komprehensif tetap diperlukan pada tahap desain akhir untuk memverifikasi nilai perpindahan yang lebih presisi sesuai dengan karakteristik unik setiap gedung.

Untuk mendapatkan gambaran yang lebih akurat mengenai interaksi dan kebutuhan jarak pemisahan, digunakan Analisis Riwayat Waktu Non-Linear (Non-Linear Time History Analysis - NLTHA). Metode ini diakui sebagai pendekatan paling andal untuk menyimulasikan respons struktur non-linear secara eksplisit, termasuk fenomena kontak seperti pounding (Karayannis & Favvata, 2005).

1.1.1 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, maka rumusan masalah dalam penelitian ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana pengaruh variasi tinggi gedung tahan gempa terhadap kebutuhan jarak dilatasi seismik yang efektif untuk mencegah terjadinya pounding?
2. Bagaimana pengaruh karakteristik rekaman gempa yang berbeda (frekuensi, durasi, pulsa near-fault) terhadap kebutuhan jarak dilatasi seismik efektif?
3. Bagaimana merumuskan sebuah model regresi (formula empiris) yang dapat memprediksi kebutuhan jarak dilatasi seismik efektif berdasarkan parameter tinggi gedung dan karakteristik gempa (PGA) pada tahap desain awal?

1.1.2 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Menganalisis pengaruh variasi tinggi gedung terhadap kebutuhan jarak dilatasi seismik efektif.

2. Menganalisis pengaruh karakteristik rekaman gempa yang berbeda terhadap kebutuhan jarak dilatasi seismik efektif.
3. Merumuskan sebuah model regresi (formula empiris) untuk prediksi kebutuhan jarak dilatasi seismik efektif yang dapat digunakan dalam tahap desain awal.

1.1.3 Manfaat Penelitian

1. Manfaat Akademik:

- Penguatan Literatur Dinamika Struktur dengan memberikan data empiris tambahan mengenai perilaku perpindahan lateral gedung bertingkat di Indonesia (studi kasus SRPMK Beton) di bawah pengaruh gempa riwayat waktu dengan karakteristik gempa yang berbeda-beda.
- Memberikan bukti kuat secara kuantitatif mengenai fenomena resonansi pada gedung tinggi.

2. Manfaat Praktis:

- Memberikan panduan desain yang lebih akurat dan konservatif mengenai jarak pisah minimum antar-bangunan. Hasil penelitian ini dapat menjadi referensi bagi perencana struktur dalam menentukan jarak dilatasi, terutama pada bangunan bertingkat tinggi di wilayah rawan gempa.
- Meningkatkan kesadaran para insinyur dan pengambil keputusan bahwa penentuan risiko gempa untuk gedung tinggi harus melibatkan analisis dinamik dan time history (TH) yang komprehensif.
- Secara langsung berkontribusi pada peningkatan keselamatan struktur dengan meminimalkan risiko fenomena pounding (benturan) yang sering menjadi penyebab kegagalan lokal pada daerah pertemuan dua bangunan yang bersebelahan saat gempa kuat.

1.1.4 Batasan Masalah

1. Objek studi adalah model struktur gedung perkantoran beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
2. Variasi tinggi gedung yang ditinjau adalah 8, 12, dan 16 lantai dengan tinggi 28, 42, dan 56 meter.
3. Analisis dilakukan menggunakan perangkat lunak (ETABS).
4. Analisis yang digunakan adalah Analisis Riwayat Waktu Non-Linear (NLTHA).
5. Rekaman gempa yang digunakan adalah 3 data gempa historis (Northridge 1994, Kobe 1995, Mexico City 1985).
6. Penelitian ini tidak meninjau efek puntir (torsi) akibat ketidakberaturan denah.
7. Penelitian ini tidak meninjau interaksi antara struktur dengan tanah (soil-structure interaction).

1.2 Teori (Tinjauan Umum)

1.2.1 Ketentuan Umum Bangunan Tahan Gempa

Dalam penetapan kinerja struktur untuk suatu perencanaan dan seismik struktur bangunan digunakan konsep *performance based design*. Di Indonesia sendiri perencanaan struktur tahan gempa diatur secara ketat untuk memastikan keamanan kinerja bangunan saat menerima beban seismik. Kriteria dasar yang menjadi acuan dalam perencanaan struktur bangunan pada daerah rawan gempa diantaranya:

- Struktur bangunan memiliki bentuk yang sederhana dan simetris.
- Struktur bangunan memiliki kekakuan yang cukup.
- Distribusi massa, kekakuan, dan kekuatan di sepanjang tinggi bangunan diharapkan seragam.
- Perencanaan kolom sebagai elemen vertikal struktur harus dibuat lebih kuat daripada elemen horizontal seperti balok.

Berdasarkan acuan-acuan utama yang digunakan dalam perencanaan gedung tahan gempa, terdapat beberapa ketentuan umum yang digunakan untuk bangunan tahan gempa. Ketentuan tersebut antara lain adalah sebagai berikut:

1. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

SNI 1726:2019 mengklasifikasikan bangunan berdasarkan penggunaan dan risiko yang ditimbulkannya jika terjadi kegagalan. Kategori ini menentukan seberapa penting sebuah bangunan harus dilindungi. Klasifikasi ini dibagi berdasarkan fungsi atau jenis pemanfaatan gedung yang dibangun dengan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa seperti pada **Tabel 1** dan **Tabel 2**.

Tabel 1. Kategori Risiko (Sumber: 1726:2019)

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: • Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lain	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/ rumah susun • Pusat perbelanjaan/ mall	II

• Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik	
• Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo 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: • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi 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.	III
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah ibadah • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat	IV

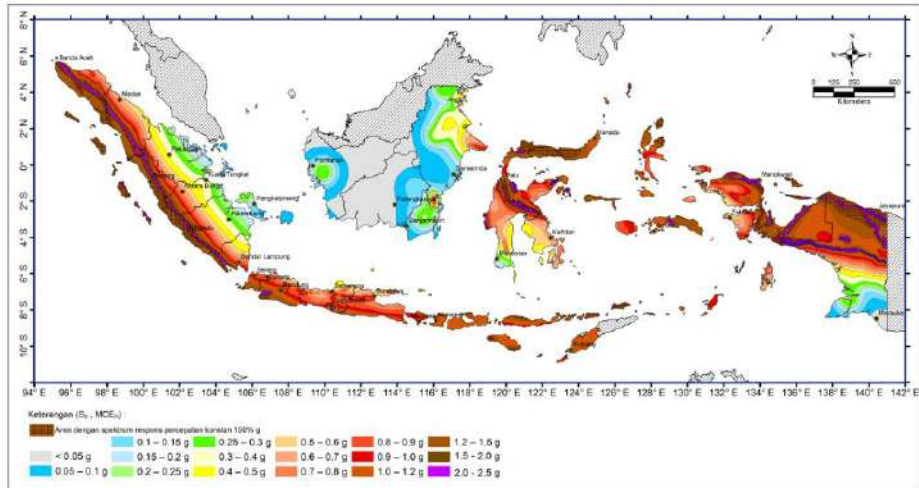
• Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	
---	--

Tabel 2. Faktor Keutamaan Gempa (Sumber: 1726:2019)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

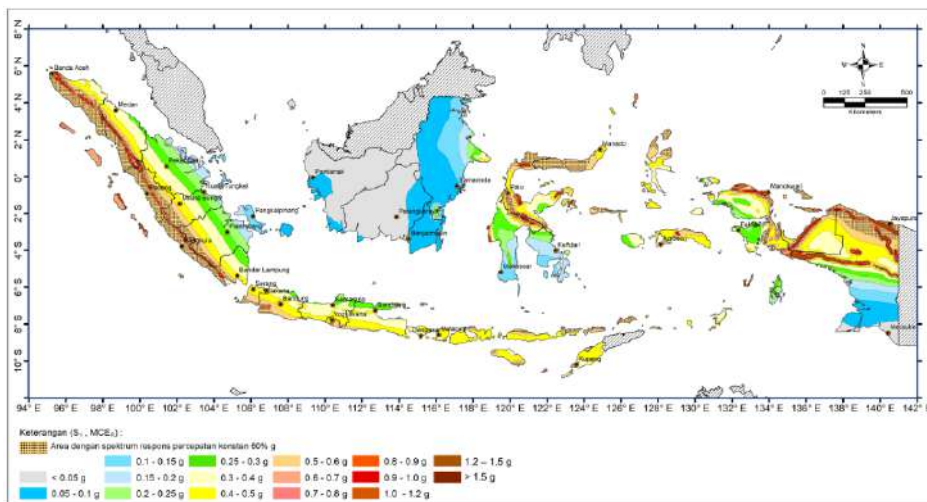
2. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

Pada SNI 1726:2019 terdapat peta gerak tanah seismik dan keofisien risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan. **Gambar 1** dan **Gambar 2** menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) di mana parameter gerak tanah yaitu S_s dan S_1 . S_s merupakan parameter nilai respon spektral gempa MCE_R pada periode pendek dengan redaman 5%.



Gambar 1. Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)

Sumber: SNI 1726:2019



Gambar 2. Parameter gerak tanah, S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)

Sumber: SNI 1726:2019

3. Kelas Situs dan Koefisien Situs

Kondisi tanah di lokasi perencanaan gedung merupakan salah satu hal yang perlu diperhitungkan dalam desain beban seismik yang digunakan. Kondisi tanah dapat mengamplifikasi atau meredam getaran dari batuan dasar. Acuan perencanaan yang digunakan di Indonesia khususnya SNI mengklasifikasikan hal tersebut sebagai kelas situs yang dimana terbagi dengan klasifikasi pada **Tabel 3**.

Tabel 3. Klasifikasi Situs (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
SB Batuan	$750 \leq \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
SC Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 \leq \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
SD Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
SE Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Untuk menyesuaikan respon dari batuan dasar yaitu S_s dan S_1 ke permukaan tanah, digunakan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v). Parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan dengan klasifikasi situs yang digunakan dengan persamaan berikut:

$$S_{MS} = F_a * S_s \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad \dots\dots\dots (2)$$

Keterangan:

- S_{MS} = Parameter respons percepatan pada periode pendek;
- S_{M1} = Parameter respons percepatan pada periode 1 detik;
- F_a = Faktor amplifikasi pada getaran periode pendek;
- F_v = Faktor amplifikasi getaran periode 1 detik;
- S_s = Parameter MCE_R terpetakan periode pendek;

S_1 = Parameter MCE_R terpetakan periode 1 detik.

Untuk nilai faktor amplifikasi pada koefisien situs untuk setiap jenis klasifikasi tanah telah ditetapkan nilai F_a dan F_v pada SNI 1726:2019 seperti pada **Tabel 4** dan **Tabel 5**. Nilai tersebut yang nantinya akan digunakan untuk menghitung parameter respons percepatan tiap periode.

Tabel 4. Koefisien situs, F_a

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

Tabel 5. Koefisien situs, F_v (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 \leq 0,2$	$S_1 \leq 0,3$	$S_1 \leq 0,4$	$S_1 \leq 0,5$	$S_1 \leq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

4. Kategori Desain Seismik

Setelah S_s dan S_1 diamplifikasi oleh koefisien situs berdasarkan klasifikasi situs tanah lokasi struktur dimana didapatkan parameter respon spektral maksimum yang sesuai. Nilai S_{MS} dan S_{M1} kemudian dikonversi menjadi parameter desain yaitu:

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots \dots \dots (4)$$

Nilai S_{DS} dan S_{D1} inilah yang digunakan untuk menggambar kurva Spektrum Respons Desain (Grafik Periode (T) vs Percepatan (S_a)) yang akan menjadi input beban gempa pada analisis linear (Respons Spektrum). Berdasarkan nilai S_{DS} , S_{D1} dan Kategori Risiko, bangunan diklasifikasikan ke dalam Kategori Desain Seismik dari A (risiko terendah) hingga F (risiko tertinggi). KDS inilah yang menentukan sistem struktur apa yang diizinkan dan seberapa ketat detail penulangannya.

Dalam SNI 1726:2019 juga telah diatur mengenai ketogori desain seismik berdasarkan masing-masing parameter tersebut di mana pada **Tabel. 6** dan **Tabel. 7** terdapat tabel kategori desain seismik berdasarkan nilai S_{DS} , dan S_{D1} .

Tabel 6. Kategori desain seismic berdasarkan, S_{DS} (Sumber: SNI 1726:2019)

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

Tabel 7. Kategori desain seismic berdasarkan, S_{D1} (Sumber: SNI 1726:2019)

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

5. Spektrum Respons Desain

Berdasarkan SNI 1726:2019 apabila prosedur gerak tanah dari situs tidak digunakan maka dapat digunakan tata cara seperti di bawah untuk pengembangan kurva spektrum respons desain seperti **Gambar 3** di mana ketentuannya antara lain:

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

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (5)$$

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
- Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (6)$$

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

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

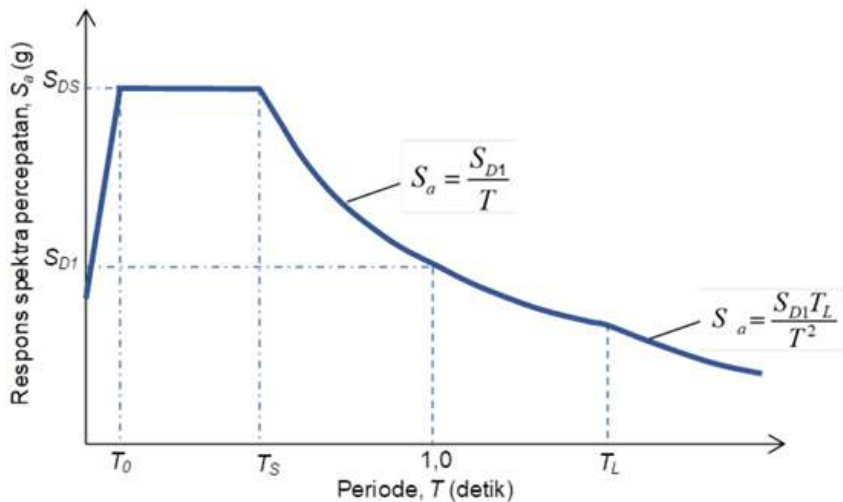
Keterangan:

T = periode getar fundamental struktur.

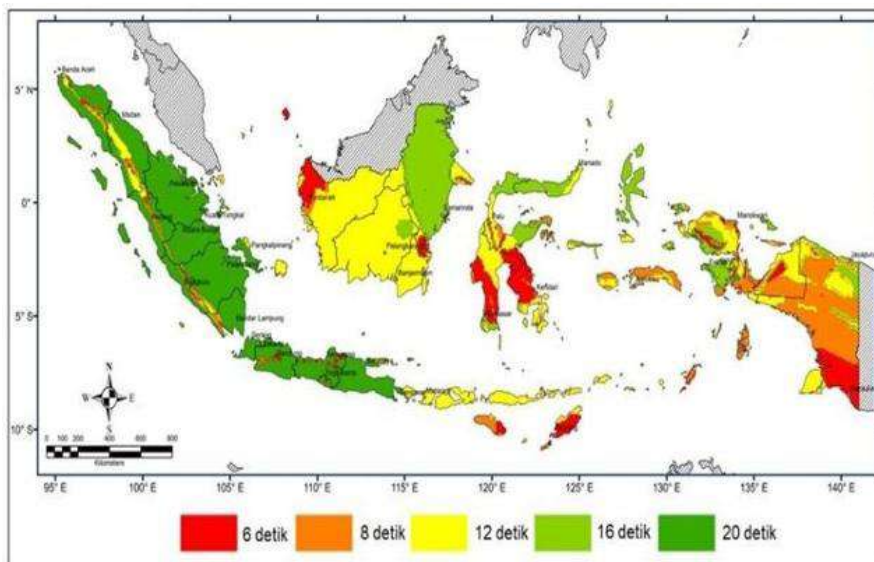
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L = Peta transisi periode panjang (**Gambar 4**)



Gambar 3. Kurva Respon Spektra
Sumber: SNI 1726:2019



Gambar 4. Peta Transisi Periode Panjang, T_L , Wilayah Indonesia
Sumber: SNI 1726:2019

6. Sistem Struktur

Sistem pemikul gaya seismik yang diterapkan pada perencanaan bangunan tahan gempa telah diatur pada SNI 1726:2019 di mana terdapat tiga faktor pemikul gaya seismik untuk tiap sistem struktur berdasarkan kategori desain seismik yang digunakan. Ketiga faktor yang membedakan tersebut dapat dilihat pada **Gambar 5**.

Nilai R merupakan faktor reduksi gaya di mana struktur yang akan di desain hanya akan menahan gaya gempa sebesar $1/R$ dari gaya yang dialaminya jika struktur tersebut di desain untuk tetap elastis. Sedangkan C_d adalah faktor amplifikasi pembesaran defleksi dan Ω_0 adalah faktor kuat lebih di mana nilainya merupakan faktor yang memperhitungkan bahwa kekuatan struktur yang sebenarnya lebih kuat daripada kekuatan desainnya.

A. Sistem dinding penumpu									
1. Dinding geser beton bertulang khusus ^{a)}	5	2½	5	TB	TB	48	48	30	
2. Dinding geser beton bertulang biasa ^{a)}	4	2½	4	TB	TB	Ti	Ti	Ti	
3. Dinding geser beton polos didetail ^{a)}	2	2½	2	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
4. Dinding geser beton polos biasa ^{a)}	1½	2½	1½	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
5. Dinding geser pracetak menengah ^{a)}	4	2½	4	TB	TB	12'	12'	12'	
6. Dinding geser pracetak biasa ^{a)}	3	2½	3	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30	
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2¼	TB	TB	Ti	Ti	Ti	
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1¾	TB	48	Ti	Ti	Ti	
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1¾	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¾	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¾	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	Ti	Ti	Ti	
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20	
16. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20	
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	Ti	Ti	
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canal dingin) menggunakan bresing strip dalam	4	2	3½	TB	TB	20	20	20	
B. Sistem rangka bangunan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30	
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30	
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3¼	2	3¼	TB	TB	10'	10'	Ti'	
4. Dinding geser beton bertulang khusus ^{a)}	6	2½	5	TB	TB	48	48	30	
5. Dinding geser beton bertulang biasa ^{a)}	5	2½	4½	TB	TB	Ti	Ti	Ti	
6. Dinding geser beton polos detail ^{a)}	2	2½	2	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
7. Dinding geser beton polos biasa ^{a)}	1½	2½	1½	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
8. Dinding geser pracetak menengah ^{a)}	5	2½	4½	TB	TB	12'	12'	12'	
9. Dinding geser pracetak biasa ^{a)}	4	2½	4	TB	Ti	Ti	Ti	Ti	
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30	
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30	
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	Ti	Ti	Ti	
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6½	2½	5½	TB	TB	48	48	30	
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30	

21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{q,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^q	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^p	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus ^h	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa ^q	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa^q	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Gambar 5 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sumber: SNI 1726:2019

7. Periode Fundamental

Periode fundamental (atau periode alami) adalah parameter tunggal yang paling penting dalam mendefinisikan karakteristik dinamis sebuah struktur bangunan. Secara teoretis, periode fundamental T_1 adalah waktu (dalam detik) yang dibutuhkan oleh struktur untuk menyelesaikan satu siklus osilasi (goyangan) penuh jika ia disimpangkan secara bebas tanpa redaman. (Chopra, 2017)

Periode Fundamental struktur dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dari sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Nilai T tidak boleh melebihi hasil koefisien pada periode di hitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan T_a yang nilainya diperoleh dari:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (8)$$

Keterangan:

h_n merupakan tinggi total bangunan di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dengan koefisien C_t diperoleh dari **Tabel. 8** sesuai yang tertera pada SNI 1726:2019.

Tabel 8. Nilai Parameter Periode Pendekatan (Sumber SNI 1726:2019)

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

Pada **Tabel 8** dapat dilihat bahwa nilai yang digunakan dalam menghitung periode struktur adalah tinggi bangunan yang di mana pada penelitian ini salah satu variabel yang akan diuji korelasinya adalah tinggi gedung terhadap kebutuhan jarak dilatasi.

Pada **Tabel. 9** penentuan batas atas pada periode yang di hitung dijelaskan untuk tiap parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik dengan koefisien C_u .

Tabel 9. Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (Sumber SNI 1726:2019)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

8. Gaya Geser Dasar dan Koefisien Respon Seismik

Gaya Geser Dasar (atau Base Shear), adalah estimasi total gaya lateral (horizontal) maksimum yang bekerja pada dasar struktur akibat guncangan gempa. Parameter ini adalah salah satu hasil paling fundamental dari analisis gempa, yang digunakan sebagai dasar untuk mendesain kekuatan elemen-elemen struktur pemikul gaya lateral (Chopra, 2017).

Secara konseptual, gaya geser dasar adalah produk dari total massa seismik efektif struktur (W) dan percepatan desain rata-rata yang dialami massa tersebut, yang direpresentasikan oleh Koefisien Respons Seismik (C_s). Sehingga gaya geser dasar ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (9)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak perlu melebihi dari:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{I_e} \dots\dots\dots (10)$$

Dan nilai C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (11)$$

Untuk strktur yang berlokasi dengan S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (12)$$

Hubungan antara nilai maksimum S_s dalam penentuan C_s adalah ketika bangunan yang digunakan beraturan dengan ketinggian 5 tingkat atau kurang C_s diizinkan dihitung menggunakan nilai sebesar 1,5 untuk S_s .

9. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai, atau inter-story drift ratio, adalah parameter kunci untuk mengukur kinerja dan mengontrol kerusakan pada struktur bangunan saat terjadi gempa. Secara definisi, simpangan antar lantai (Δ) adalah selisih perpindahan lateral antara dua lantai yang berurutan, dibagi dengan tinggi lantai tersebut (h_{sx}). Hasil simpangan yang diperoleh dari analisis linear (baik Statik Ekuivalen maupun Spektrum Respons) adalah simpangan elastis ((Δ_e)). Karena struktur (seperti SRPMK) didesain untuk berperilaku inelastis, simpangan elastis ini tidak mencerminkan simpangan maksimum yang sebenarnya akan terjadi. Oleh karena Oleh karena itu, SNI 1726:2019 mensyaratkan bahwa simpangan elastis tersebut harus diamplifikasi (diperbesar) untuk mengestimasi simpangan inelastis desain maksimum (Δ_M):

$$\Delta_M = \frac{C_d \times \Delta_e}{I_e} \dots\dots\dots (13)$$

Keterangan:

- Δ_M = Simpangan inelastis desain
- C_d = Faktor Amplifikasi Defleksi
- Δ_e = Simpangan elastis dari hasil analisis
- I_e = Faktor Keutamaan Gempa

Batas Simpangan Izin (Δ_a)

Nilai simpangan izin dari tiap gedung dari analisis yang dilakukan dihitung berdasarkan nilai simpangan inelastis desain (Δ_M) yang tidak boleh melebihi batas simpangan antar lantai izin pada **Tabel. 10**.

Tabel 10. Simpangan Antar Tingkat Izin (Sumber: SNI 1726:2019)

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

antar tingkat.			
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

10. Pengaruh P-Delta

Simpangan antar lantai, atau inter-story drift ratio, adalah parameter kunci untuk mengukur Pengaruh P-Delta adalah efek orde kedua (non-linear geometris) yang dapat secara signifikan mengurangi kestabilan struktur bangunan, terutama pada gedung tinggi dan fleksibel. Efek ini terjadi ketika beban gravitasi vertikal (P) bekerja pada struktur yang telah mengalami simpangan lateral (Δ) akibat beban gempa. Pengaruh ini ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d} \dots \dots \dots (14)$$

Keterangan:

- P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (KN)
- Δ = Simpangan antar tingkat desain
- I_e = Faktor keutamaan gempa
- V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat
- h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x
- C_d = Faktor pembesaran defleksi

Nilai θ tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta_d} \leq 0,25 \dots \dots \dots (15)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara x dan x-1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Dalam penelitian ini semua kriteria umum yang dibahas di atas akan digunakan untuk desain struktur setiap variasi tinggi gedung yang akan menjadi objek penelitian ini.

1.2.2 Gerakan Tanah (*Ground Motion*)

Gerakan tanah (*ground motion*) adalah rekaman data percepatan, kecepatan, dan peprindahan tanah di suatu lokasi akibat gempa bumi. Data ini direkam oleh instrumen seismograf dan disajikan dalam bentuk *time history* (riwayat waktu), yang menunjukkan bagaimana percepatan tanah berfluktuasi dari waktu ke waktu selama gempa berlangsung. Berbeda dengan Analisis Spektrum Respons (RSA) yang menggunakan kurva spektrum (representasi *probabilistik* dari *gaya maksimum*), *ground motion* adalah rekaman deterministik dari satu peristiwa gempa spesifik. Ini adalah input gaya yang paling realistis untuk mengevaluasi perilaku non-linear struktur (Chopra, 2017).

➤ Karakteristik Kunci Gerakan Tanah

Tiga parameter utama yang mendefinisikan "karakter" dan potensi merusak dari sebuah rekaman gempa adalah:

- **Amplitudo (Intensitas)**

Amplitudo dalam konteks ini merupakan ukuran kekuatan guncangan di mana parameter yang paling umum yang digunakan untuk mengukur hal tersebut adalah *Peak Ground Acceleration* (PGA), yaitu percepatan nilai puncak maksimum yang tercatat selama gempa.

- **Konten Frekuensi (Periode Dominan)**

Periode domain merupakan periode di mana energi gempa paling dominan dilepaskan. Seperti yang dibahas sebelumnya di mana kecocokan antara periode gempa dan periode fundamental struktur (T_1) dapat menyebabkan resonansi dan amplifikasi simpangan yang masif.

- **Durasi**

Lamanya waktu guncangan kuat berlangsung. Durasi yang lebih lama memberikan lebih banyak siklus pembebanan pada struktur, yang dapat menyebabkan degradasi kekuatan dan kekakuan (kelelahan material) secara signifikan (Hancock & Bommer, 2007).

1.2.3 Dinamika Struktur dan Respon Seismik

Struktur bangunan gedung perlu dikelompokkan sebagai bangunan struktur teratur dan bangunan yang tidak teratur. Untuk bangunan yang teratur dapat dikenakan prosedur analisis statis setara dan untuk struktur bangunan yang tidak teratur, dampak gempa rencana perlu dievaluasi sebagai efek dari beban dinamis. Analisis yang dapat dimanfaatkan untuk bangunan tidak beraturan merupakan analisis variasi tanggapan rentang dan analisis reaksi dinamis Sejarah waktu linear dan non-linear (Yudi, dkk 2019).

Analisis respons struktur terhadap beban dinamis seperti gempa didasarkan pada prinsip-prinsip dinamika struktur. Dalam hal ini analisis dinamik dilakukan untuk mengetahui di mana pembagian gaya geser gempa di seluruh tingkat dengan memperhitungkan dinamis Gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi atas dua hal yaitu analisis ragam respon spektrum yang didapat melalui superposisi dari tiap ragam getar menjadi total respons, dan analisis riwayat waktu dimana respon struktur dihitung secara bertahap pada model struktur yang diterapkan percepatan gempa (Yudi, dkk 2019).

Model paling dasar untuk memahami perilaku ini adalah dengan menyederhanakan struktur gedung menjadi Sistem Derajat Kebebasan Tunggal (Single-Degree-of-Freedom/SDOF), yang memiliki tiga komponen fundamental yaitu massa, redaman, dan kekakuan. Persamaan Gerak (equation of motion) untuk sistem dengan satu derajat kebebasan (Single-Degree-of-Freedom / SDOF) dapat dituliskan sebagai berikut:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \dots\dots\dots (16)$$

Di mana m adalah massa, c adalah koefisien redaman (*damping*), k adalah kekakuan (*stiffness*), $p(t)$ adalah gaya eksternal (dalam hal ini, akibat gerakan

tanah), dan $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$ adalah simpangan, kecepatan, serta percepatan struktur terhadap waktu.

Setiap struktur memiliki karakteristik getaran unik yang disebut periode alami (T), yaitu waktu yang dibutuhkan struktur untuk menyelesaikan satu siklus getaran bebas (Chopra, 2017). Untuk sistem SDOF, periode alami dihitung dengan:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \dots\dots\dots (17)$$

1.2.4 Pounding Effect

Pounding seismik adalah fenomena tumbukan antara dua atau lebih struktur yang berdekatan selama terjadi gempa. Hal ini terjadi ketika jarak pemisahan (dilatasi) tidak cukup untuk mengakomodasi simpangan lateral dari masing-masing struktur, yang seringkali berayun tidak selaras (out-of-phase) (Anagnostopoulos, 1988). Terdapat beberapa faktor utama yang mempengaruhi seberapa besar kerusakan akibat pounding seperti perbedaan karakteristik dinamis dimana perbedaan signifikan pada periode alami, massa, dan redaman antar gedung menyebabkan respons simpangan yang tidak sinkron, memperbesar kemungkinan tumbukan (Chau & Wei, 2001). Selain itu jarak pemisah yang tidak memadai merupakan penyebab utama terjadinya pounding (Jankowski & Mahmoud, 2011). Karakteristik gerakan tanah seperti gempa dengan durasi Panjang dapat menyebabkan tumbukan yang berulang, sementara gempa near fault dengan pulsa kecepatan tinggi dapat mentebakkan satu tumbukan dahsyat (Raheem, 2013).

Banyaknya kasus kerusakan yang diperparah oleh pounding telah didokumentasikan dengan baik dari berbagai gempa di seluruh dunia, memberikan bukti nyata akan bahaya fenomena ini. Sebagai contoh, investigasi pasca-gempa Christchurch, Selandia Baru pada tahun 2011 menunjukkan banyak contoh gedung beton bertulang yang mengalami kerusakan signifikan akibat tumbukan dengan struktur di sebelahnya (Cole dkk., 2012). **Gambar 6** menunjukkan kerusakan akibat terjadinya benturan antara bangunan saat terjadinya gempa.



Gambar 6. Dampak Kerusakan Akibat *Pounding*
Sumber: (Cole dkk., 2012)

Sejauh ini, penentuan jarak dilatasi sudah diatur dalam standar-standar perencanaan dan pelaksanaan konstruksi. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung telah mengatur tentang penentuan jarak dilatasi minimal dalam perencanaan desain struktur. Metode tersebut dijelaskan dalam Pasal 7.12.3 dalam dua persamaan. Pertama, dengan estimasi peprindahan maksimum (δ_{max}) yang diperoleh dari hasil analisis respons linear-elastis. Kemudian untuk mengestimasi simpangan inelastis, nilai tersebut diamplifikasi menggunakan faktor amplifikasi lendutan (C_d) dan (I_e) sebagai faktor keutamaan gempa/*Importance factor* sesuai dengan persamaan (67) pada SNI:

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{max}}{I_e} \dots\dots\dots (18)$$

Pendekatan ini secara esensial adalah sebuah aproksimasi. Alih-alih menyimulasikan perilaku leleh dan disipasi energi secara langsung, SNI menggunakan faktor pengali Tunggal (C_d) untuk "menebak" seberapa besar perpindahan akan membesar saat struktur masuk ke fase inelastis.

Setelah mendapatkan estimasi peprindahan inelastis untuk masing-masing gedung (δ_{M1} dan δ_{M2}) jarak pemisahan total (δ_{MT}) dihitung dengan metode statistik *Square Root of Sum of Squares* (SRSS), sesuai persamaan (68):

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \dots\dots\dots (19)$$

Metode SRSS dikenal sebagai hukum propogasi ketidakpastian" unutk komponen yang tidak berkorelasi. Secara esensial metode SRSS didefinisikan sebagai metode standar untuk menggabungkan ketidakpastian atau variable variable yang saling independent (JCGM 100:2008).

1.2.5 Analisis Riwayat Waktu Non-Linear

Dalam NLTHA, perangkat lunak menyelesaikan persamaan gerak non-linear secara langsung menggunakan metode integrasi numerik langkah-demi-langkah (seperti metode Hilber-Hughes-Taylor). Pada setiap interval waktu yang sangat singkat (misalnya, $\Delta t=0.005$ detik), ETABS mengevaluasi status setiap sendi plastis, memperbarui kekakuan struktur, dan menghitung respons perpindahan, kecepatan, dan percepatan untuk langkah waktu berikutnya. Proses ini diulang ribuan kali sepanjang durasi rekaman gempa.

Pemilihan Analisis Riwayat Waktu Non-Linear (NLTHA) sebagai metodologi utama dalam penelitian ini bukan hanya sebuah pilihan, melainkan sebuah keharusan ilmiah untuk mencapai tujuan penelitian. Justifikasinya adalah sebagai berikut:

- **Sifat Dinamis Fenomena**
Pounding adalah hasil dari interaksi dinamis yang kompleks dan sensitif terhadap riwayat waktu guncangan. Hanya NLTHA yang dapat menyimulasikan evolusi respons dari waktu ke waktu.
- **Sifat Non-Linear Kontak**

Tumbukan itu sendiri adalah peristiwa non-linear yang sangat tinggi (kekakuan kontak berubah dari nol menjadi sangat besar dalam sekejap). NLTHA dengan interval waktu yang kecil dapat menangkap gaya dampak sesaat ini dengan akurat.

- **Perilaku Inelastis Struktur**

Perpindahan maksimum yang menentukan terjadinya *pounding* sangat bergantung pada perilaku inelastis struktur. NLTHA secara eksplisit memodelkan pembentukan sendi plastis dan degradasi kekakuan, sehingga memberikan prediksi perpindahan yang jauh lebih realistis dibandingkan metode elastis.

Oleh karena itu, untuk dapat mengembangkan sebuah formula prediksi jarak dilatasi yang andal, data respons yang digunakan harus berasal dari metode analisis yang paling akurat. NLTHA menyediakan tingkat akurasi tersebut, sebagaimana yang telah diakui dan digunakan secara luas dalam studi-studi lanjutan mengenai *pounding* seismik (Karayannis & Favvata, 2005).

1.2.6 Level Kinerja Struktur

Desain tahan gempa modern telah beralih dari filosofi "kekuatan" (agar struktur tidak patah) menjadi filosofi "kinerja" (performance). Konsep ini tidak lagi melihat bangunan sebagai "aman" atau "tidak aman" secara biner, melainkan mendefinisikan sebuah spektrum kondisi kerusakan yang dapat diterima, yang disebut sebagai Tingkat Kinerja Struktur (atau Performance Levels). Salah satu tujuan dari analisis non-linear seperti NLTHA adalah untuk memprediksi secara akurat tingkat kinerja mana sebuah struktur akan berada setelah mengalami guncangan gempa tertentu.

Dalam menilai parameter kinerja struktur acuan utama yang digunakan adalah ASCE 41-17: "*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*" dan FEMA 356. Dalam permodelan elemen non-linear pada perangkat yang digunakan, ETABS menggunakan dua acuan tersebut untuk mendefinisikan parameter non-linear yang ada. Selain itu meninjau level kinerja struktur menggunakan metode *Applied Technology Council* (ATC-40), dalam menilai kinerja struktur secara keseluruhan digunakan batas simpangan kinerja struktur seperti pada **Tabel 11**.

Tabel 11. Batasan Simpangan Sebagai Kinerja Menurut ATC-40 (Sumber: ATC 40)

Batasan simpangan antar tingkat	Level Kinerja Struktur			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Live Safety	Structural Stability
<i>Drift-Max</i>	0,01	0,01 – 0,02	0,02	$0,3 \frac{V_i}{P_i}$
<i>Max-Total Drift</i>	0,005	0,005 – 0,015	Tidak dibatasi	Tidak dibatasi

Drift-Max dapat diartikan sebagai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) pada perpindahan di titik kinerja. Sedangkan *Max-Total Drift* merupakan perbandingan antara *Drift-Max* terhadap titik leleh efektif dari struktur. Penjelasan masing masing level kinerja dapat dilihat pada **Tabel 12**.

Tabel 12. Level Kinerja Struktur Menurut ATC-40 (Sumber: ATC 40)

Level Kinerja	Probabilitas Gempa Rencana	Keterangan
<i>Operational</i>	50% / 50 Tahun	Tidak ada kerusakan struktural dan non struktural yang berarti bahwa kerusakannya sangat minimal dan bangunan dapat tetap berfungsi
<i>Immadiate Occupany (IO)</i>	20% / 50 Tahun	Tidak terjadi kerusakan pada struktural, komponen non struktural masih berada pada tempatnya dan bangunan masih dapat berfungsi tanpa terganggu masalah perbaikan
<i>Life Safety (LS)</i>	10% / 50 Tahun	Struktur masih tetap stabil tetapi kerusakannya masih dapat dikontrol yang berarti, terjadi kerusakan struktural tetapi bangunan masih dapat digunakan setelah perbaikan.
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	2% / 50 Tahun	Terjadi kerusakan pada komponen struktural dan non struktural, bangunan hampir runtuh, dan menyebabkan kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan sangat mungkin terjadi pada elemen elemen yang sudah ditentukan untuk diperbolehkan terjadinya kerusakan.

Besarnya nilai *Drift-Max* dan *Max-Total Drift* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$Drift-Max = \frac{D_t}{H_{tot}} \dots\dots\dots (20)$$

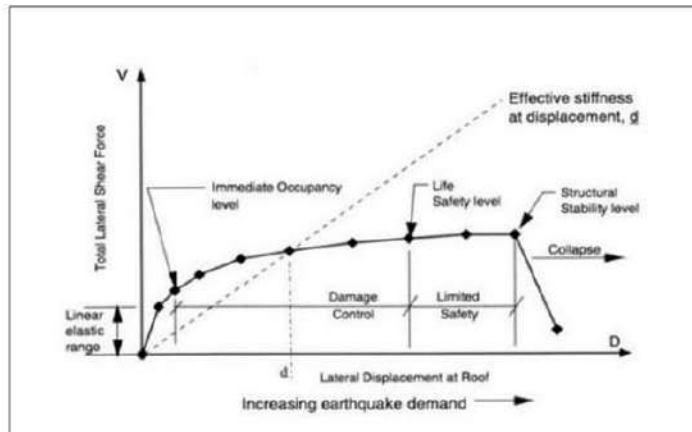
$$Max-Total Drift = \frac{D_t - D_1}{H_{tot}} \dots\dots\dots (21)$$

Keterangan:

D_t = Perpindahan maksimum struktur (m)

D_1 = perpindahan pada kondisi leleh pertama (m)

H_{tot} =Tinggi total struktur (m)



Gambar 7. Tipikal kurva kapasitas pada berbagai tingkat kinerja struktur
Sumber: SNI 1726:2019

Sedangkan pada FEMA 356 tingkat level kinerja struktur gedung adalah seperti pada **Tabel 13**.

Tabel 13. Batasan simpangan untuk berbagai level tingkat kinerja struktur (Sumber: FEMA 356)

Level Kinerja	Probabilitas Gempa Rencana	Keterangan
<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	1,0 0,25	<i>Transient</i> <i>Permanent</i>
<i>Life Safety (LS)</i>	2,0 1,0	<i>Transient</i> <i>Permanent</i>
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	4,0	<i>Transient atau Permanent</i>

1.2.7 Analisis Regresi Linear Berganda

Analisis Regresi Linier Berganda merupakan sebuah perhitungan matematis data statistik yang digunakan untuk mengetahui hubungan secara linear antar dua atau lebih variabel independent ($X_1, X_2, X_3 \dots X_n$) terhadap variabel dependent Y. Persamaan regresi linear berganda adalah sebagai berikut:

$$(Y = a + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots b_nX_n)$$

Keterangan:

Y = Variabel dependen

$X_1 \dots$ = Variabel independen

a = Konstanta

b = koefisien regresi

Dalam menentukan kualitas dan keakuratan model regresi terdapat beberapa parameter statistik utaa yang harus ditinjau yaitu:

1. Regression Statistics

- **Multiple R** (Koefisien korelasi)

Koefisien ini merupakan parameter untuk mengukur kekuatan hubungan linear antara variabel independen dan dependen secara simultan. Nilai yang mendekati 1 menunjukkan hubungan yang sangat kuat.

- ***R Square (R^2)***

Nilai ini merupakan koefisien determinasi yang menunjukkan presentase variasi variabel dependen yang dapat dijelaskan oleh variabel independen dalam model. Semakin besar nilai yang ditunjukkan pada parameter ini menunjukkan besaran nilai dari perilaku data sementara sisanya dipengaruhi oleh faktor eksternal lainnya.

- ***Standard Error***

Nilai ini menunjukkan rata rata penyimpangan antara data observasi dengan nilai regresi. Nilai yang lebih kecil menunjukkan model prediktif yang akurat.

2. Uji Signifikansi Global (ANOVA)

Uji signifikansi global atau uji-F digunakan untuk mengetahui apakah seluruh variabel independen secara simultan memiliki pengaruh signifikan terhadap variabel dependen.

- ***Significance F***

Nilai ini merupakan *p-value* untuk uji F secara keseluruhan. Model dianggap valid secara ilmiah jika nilai *Significance F* kurang dari tingkat signifikansi yang ditentukan (umumnya 0,05).

3. Uji Signifikansi Parsial (T-Test)

Uji T dilakukan untuk mengevaluasi pengaruh masing-masing variabel independen secara individu terhadap variabel dependen.

- ***Coefficients***

Pada Uji T terdapat nilai koefisien yang menunjukkan besarnya perubahan pada variabel Y untuk setiap satu satuan perubahan pada variabel X, dengan asumsi variabel lain tetap.

- ***P-value***

Jika suatu variabel kurang dari 0,05, maka variabel tersebut dinyatakan memiliki pengaruh yang signifikan secara statistik terhadap model.

Pada analisis regresi, model yang digunakan didasarkan pada asumsi klasik yang harus dipenuhi sebagai parameter bagi variabel variabel yang akan diperitungkan dalam analisis regresi. Diantarnya adalah:

1. Uji Linearitas

Linearitas berasumsi bahwa hubungan antara variabel independen dengan variabel dependen adalah garis lurus. Artinya, setiap perubahan pada variabel independen akan diikuti secara proporsional oleh perubahan variabel dependen.

2. Uji Multikolinearitas

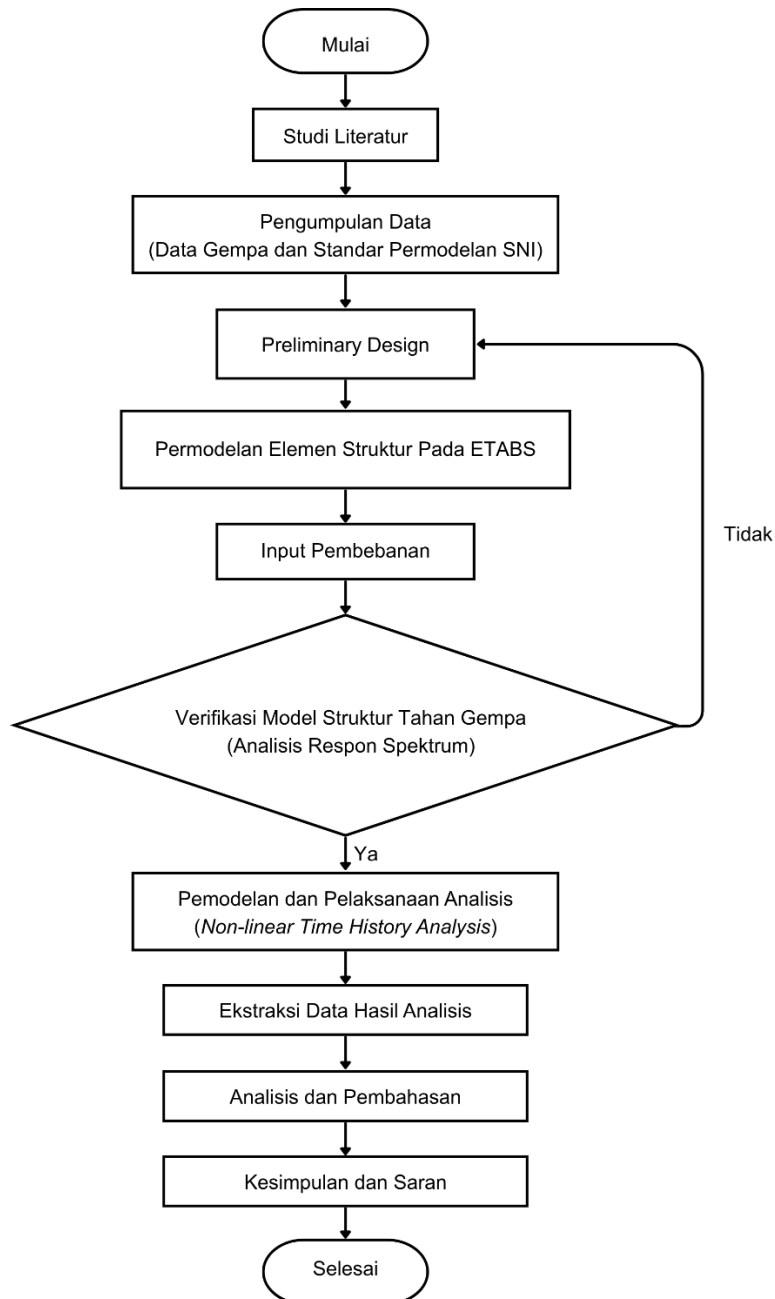
Uji multikolinearitas mensyaratkan bahwa tidak boleh ada hubungan yang sangat kuat (korelasi tinggi) antar variabel independen itu sendiri. Variabel-variabel tersebut harus benar-benar independen satu sama lain agar model dapat menentukan pengaruh "murni" dari masing-masing variabel terhadap hasil akhir.

3. Uji Heteroskedasitas

Pada uji Heteroskedestitas asumsi yang seharusnya adalah kondisi di mana varians dari *error* atau residu (selisih antara data asli dan prediksi rumus) bersifat konstan untuk seluruh rentang data (Iqbal, 2015)

BAB II METODE PENELITIAN

2.1 Bagan Alir Penelitian



Gambar 8. Bagan Alir Penelitian

Sumber: Dokumen Pribadi

2.2 Tahapan Penelitian

Metodologi dalam penelitian ini disusun melalui serangkaian tahapan yang sistematis dan berkesinambungan untuk memastikan tujuan penelitian dapat tercapai secara valid dan dapat dipertanggungjawabkan. Tahapan yang dilakukan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Studi Literatur

Pada tahapan ini dilakukan studi literatur secara mendalam dengan mengkaji teori-teori dan topik-topik yang relevan dalam pelaksanaan dan pencapaiann tujuan penelisiaan ini seperti dinamika struktur, fenomena tumbukan antar struktur (*seismic pounding*), *non-linear time history analysis (NLTHA)*, permodelan sendi plastis dan *gap element*.

2. Pengumpulan Data

Data yang dikumpulkan untuk penelitian ini mencakup pengumpulan data gerakan tanah yang diperoleh dari PEER Ground Motion Database dan NGA-Subduction Ground Motion Database. Selain itu pada tahap ini juga dilakukan pengumpulan standar-standar dan acuan seperti SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, dan ASCE 41-17.

3. Permodelan dan Analisis *Nonlinear Time History*

Proses ini dimulai dengan preliminary design untuk menentukan dimensi penampang struktur yang selanjutnya dimodelkan pada *software* ETABS mengikuti denah tipikal yang sudah direncanakan sebelumnya untuk ketiga skenario objek. Setelah itu dilanjutkan dengan implementasi permodelan non-linear yaitu mendefinisikan sendi plastis, dan diagfragma lantai. Setelah itu dilaksanakan analisis nonlinear sebanyak Sembilan simulasi mencakup tiga skenario model yang masing-masing dianalisis terhadap tiga rekaman gempa yang berbeda.

4. Pengolahan data

Dari hasil analisis yang dijalankan, didapatkan data berupa perpindahan maksimum absolut (δ_{max}), status kinerja sendi plastis, dan simpangan antar lantai maksimum. Data tersebut diolah dan dianalisis secara komparatif untuk menghitung parameter kinerja utama yaitu jarak dilatasi antar gedung.

5. Penyusunan Tugas Akhir

Tahapan ini meliputi penulisan tugas akhir dari keseluruhan tahapan penelitian.

2.3 Jenis dan Pendekatan Penelitian

Berdasarkan tujuan dan proses yang dilakukan dalam penyusunan tugas akhir ini, penelitian ini menggunakan pendekatan kuantitatif. Pendekatan ini di pilih karena penelitian berfokus pada pengukuran dan analisis data numerik secara objektif. Data numerik yang diperoleh dari hasil simulasi kemudian diolah secara matematis dan dianalisis secara komparatif untuk menguji hipotesis dan menjawab rumusan masalah secara terukur.

Jenis atau strategi penelitian yang digunakan adalah studi simulasi numerik. Metode ini dipilih karena kemampuannya untuk menyelidiki fenomena fisik yang kompleks, seperti interaksi tumbukan non-linear antar gedung, dalam lingkungan virtual yang terkontrol. Penggunaan studi simulasi numerik merupakan metode yang paling efektif dan relevan untuk mencapai tujuan penelitian ini. Fenomena tumbukan seismik melibatkan perilaku non-linear yang sangat cepat dan kompleks, yang sulit untuk diukur secara akurat dalam skala nyata. Melalui simulasi, parameter-parameter dapat divariasikan secara sistematis (misalnya, jenis gempa dan konfigurasi gedung) untuk mendapatkan pemahaman yang mendalam mengenai mekanisme respons struktur, sesuatu yang tidak mungkin dilakukan dengan metode penelitian lain.

2.4 Standar dan Acuan yang Digunakan

Seluruh proses pemodelan, analisis, dan evaluasi dalam penelitian ini didasarkan pada serangkaian standar rekayasa nasional dan internasional, serta literatur akademis yang relevan. Penggunaan acuan-acuan ini memastikan bahwa setiap tahapan penelitian memiliki landasan teoritis yang kuat dan sesuai dengan praktik rekayasa terkini. Berikut adalah rincian acuan dan standar yang digunakan:

1. SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung)

Standar ini merupakan acuan utama dan tertinggi untuk seluruh aspek rekayasa gempa dalam penelitian ini. SNI 1726:2019 digunakan untuk:

- Menjadi dasar dalam pembuatan spektrum respons desain target untuk kota Jakarta pada Kelas Situs SE (Tanah Lunak), yang krusial untuk proses *spectrum matching*.
- Memberikan pedoman dalam pemodelan struktur sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
- Menjadi tolok ukur untuk evaluasi kinerja struktur, terutama dalam hal batas simpangan antar lantai (*story drift*) maksimum yang diizinkan.
- Mensyaratkan penyertaan efek P-Delta dan menjadi dasar definisi Sumber Massa (*Mass Source*).

2. SNI 2847:2019 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Standar ini adalah acuan utama untuk desain detail dan pemodelan material elemen beton bertulang. Perannya meliputi:

- Menjadi dasar dalam penentuan mutu beton (f_c') dan mutu baja tulangan (f_y) yang digunakan dalam model ETABS.
- Digunakan sebagai pedoman dalam menentukan dimensi awal (preliminary design) dari balok dan kolom, sehingga model struktur yang dianalisis bersifat realistis dan representatif.

3. SNI 1727:2020 (Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain)

Standar ini digunakan sebagai acuan untuk pembebanan gravitasi. Meskipun fokus utama penelitian adalah beban gempa, definisi beban mati (DEAD) dan

beban mati tambahan (SDL) yang akurat sangat penting karena keduanya merupakan komponen utama dari massa seismik efektif (*Mass Source*) yang bergetar saat gempa.

4. ASCE 41-17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*)

Standar ini adalah **acuan komplementer esensial** untuk analisis non-linear, karena standar SNI tidak menyediakannya secara detail. ASCE 41-17 digunakan untuk:

- Menjadi dasar utama dalam mendefinisikan properti dan kurva kapasitas Momen-Rotasi untuk sendi plastis pada balok dan kolom
- Menetapkan kriteria kuantitatif untuk level kerusakan struktur, yaitu *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS), dan *Collapse Prevention* (CP), yang digunakan untuk menginterpretasikan hasil analisis.

2.5 Perangkat yang Digunakan

Pelaksanaan penelitian ini didukung oleh serangkaian perangkat lunak yang memiliki fungsi spesifik pada setiap tahapan, mulai dari pemodelan hingga penyusunan laporan akhir. Pemilihan perangkat lunak ini didasarkan pada kapabilitas, akurasi, dan relevansinya terhadap kebutuhan analisis non-linear yang kompleks. Berikut adalah rincian perangkat lunak yang digunakan:

1. ETABS Ultimate v22

Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems atau ETABS adalah sebuah perangkat lunak rekayasa struktur yang dikembangkan oleh Computers and Structure, Inc. ETABS dipilih karena merupakan perangkat lunak analisis struktur terkemuka yang diakui secara luas di industri dan akademisi, khususnya untuk analisis gedung bertingkat. ETABS memiliki *solver* non-linear yang kuat, terutama metode Integrasi Langsung (*Direct Integration*), yang esensial untuk menangani non-linearitas kontak pada elemen GAP secara akurat. Selain itu, kemampuannya untuk mendefinisikan sendi plastis berdasarkan acuan ASCE 41-17 secara otomatis menjadikan proses pemodelan non-linear lebih efisien dan valid (CSI) untuk analisis dan desain bangunan secara komprehensif. Dalam penelitian ini ETABS digunakan untuk:

- Permodelan geometri struktur.
- Pengolahan data gerakan tanah melalui *spectrum matching*.
- Implementasi elemen non-linear (sendi plastis dan elemen GAP).
- Menjalankan *Non-linear Time History Analysis* (NLTHA).
- Mengekstraksi data hasil analisis.



Gambar 9. Logo ETABS Ultimate v22
Sumber: usoftly.ir

2. Microsoft Excel

Microsoft Excel merupakan sebuah perangkat lunak spreadsheet yang sangat populer dari Microsoft untuk mengelola, mengolah, menganalisis, dan memvisualisasikan data dalam bentuk tabel. Excel dipilih karena kapabilitasnya yang universal dan efisien dalam mengelola data numerik dalam jumlah besar yang diperlukan untuk analisis dan pembahasan hasil. Dalam penelitian ini Microsoft Excel digunakan untuk:

- Perhitungan *preliminary design*.
- Pengelolaan dan penyajian data mentah hasil ekstraksi dari ETABS.
- Perhitungan parameter kinerja (jarak dilatasi efektif) setiap simulasi yang dilakukan di ETABS.



Gambar 10. Logo Microsoft Excel
Sumber: Pixabay

2.6 Preliminary Design

Dalam penelitian ini penelitian yang digunakan merupakan tiga model gedung dengan variasi tinggi yang berbeda yaitu 8, 12, dan 16 lantai menggunakan denah tipikal yang sama. Ketinggian gedung yang berbeda dipilih secara sengaja untuk menciptakan tiga skenario dengan rasio ketinggian dan rasio periode getar alami yang bervariasi. Salah satu hal yang paling mempengaruhi adanya potensi tumbukan pada dua struktur gedung adalah respon yang tidak sinkron antara kedua struktur yang saling berdekatan akibat perbedaan periode gedung yang salah satunya disebabkan oleh perbedaan tinggi struktur. Dengan perbedaan tinggi gedung ini juga memungkinkan analisis komparatif mengenai bagaimana tingkat perbedaan ketinggian mempengaruhi kebutuhan jarak dilatasi seismik.

Struktur beton bertulang dipilih karena merupakan sistem konstruksi yang paling umum digunakan untuk gedung bertingkat di Indonesia. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pemilihan

SRPMK didasarkan pada persyaratan SNI 1726:2019 untuk bangunan di wilayah dengan risiko gempa tinggi (Kategori Desain Seismik D), di mana sistem ini didesain untuk memiliki daktilitas yang tinggi dan mampu mendisipasi energi gempa melalui perilaku inelastis.

Model dari setiap gedung yang akan dianalisis pada penelitian ini diasumsikan sebagai struktur gedung dengan fungsi perkantoran. Fungsi gedung ini akan mempengaruhi bagaimana penentuan kriteria ataupun ketentuan desain bangunan tahan gempa sebagaimana yang telah diatur di dalam standarisasi yang ada.

2.6.1 Ketentuan Umum Bangunan Gedung

Dalam permodelan gedung yang dilakukan, ditetapkan kriteria, asumsi, dan parameter desain yang mengacu pada standarisasi yang berlaku. Selain itu, ketiga model gedung yang digunakan dalam penelitian ini diasumsikan terletak di Kota Jakarta. Berdasarkan data dari Direktorat Bina Teknik Permukiman dan Perumahan Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, nilai spektral percepatan periode pendek (S_S) dan spektral percepatan periode satu detik (S_1) untuk Kota Jakarta adalah **0.7806** dan **0.3823**

Dengan asumsi yang telah ditetapkan, aturan yang digunakan mengacu pada SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019. Adapun aturan yang digunakan antara lain:

1. Kategori Risiko Bangunan

Untuk kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung yang direncanakan disesuaikan dengan tingkat pentingnya bangunan tersebut serta jenis sistem struktur yang digunakan. Dalam penelitian ini model struktur yang digunakan diasumsikan sebagai bangunan perkantoran dengan klasifikasi sebagai **kategori risiko II**. Kategori risiko tersebut diatur pada SNI 1726:2019 Hal 24 seperti yang tercantum pada **Tabel 1**.

2. Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Berdasarkan kategori risiko II, Faktor Keutamaan Gempa yang digunakan dalam model struktur gedung dalam penelitian ini adalah $I_e = 1,0$. Penentuan faktor keutamaan gempa ini dapat dilihat pada **Tabel 2**, sesuai dengan SNI 1726:2019.

3. Kelas Situs Tanah

Untuk Lokasi sampel yang digunakan berlokasi di DKI Jakarta, diasumsikan kondisi tanah dominan adalah tanah lunak, sehingga ditetapkan **Kelas Situs SE**. Pemilihan asumsi kelas situs tanah ini digunakan berdasarkan beberapa justifikasi teknis yaitu:

- Kelas situs SE merupakan salah satu kondisi tanah terburuk yang diatur dalam SNI (di luar Kelas Situs SF yang memerlukan investigasi khusus) dengan koefisien amplifikasi situs F_a dan F_v paling tinggi.
- Amplifikasi dari tanah lunak ini menghasilkan nilai spektrum respons desain (S_{DS} dan S_{D1}) yang tinggi yang berujung pada gaya geser dan simpangan yang paling besar bagi struktur.

- Karena penelitian ini berfokus pada kebutuhan jarak dilatasi yang didapatkan dari nilai peprindahan maksimum, maka pemilihan kelas situs SE adalah pendekatan konservatif untuk menguji struktur pada skenario permintaan (demand) seismik paling tinggi.

Berdasarkan asumsi kelas situs tanah tersebut, seperti pada **Tabel 4** dan **Tabel 5**, berdasarkan SNI 1726:2019 didapatkan nilai koefisien kelas situs yaitu F_a dan F_v adalah berturut-turut **1,2755** dan **2,4708**.

4. Kategori Desain Seismik

Setelah didapatkan data S_s dan S_1 serta koefisien kelas situs yaitu F_a dan F_v didapatkan nilai spektrum respons desain (S_{DS} dan S_{D1}) adalah berturut-turut **0,6638** dan **0,6297**. Berdasarkan nilai tersebut, pada SNI 1726:2019 seperti pada **Tabel 6** dan **Tabel 7** kategori desain seismik berdasarkan dengan nilai S_{DS} yang didapatkan adalah $0,50 \leq S_{DS}$ tergolong pada **kategori D**. Begitu juga dengan kategori desain seismik berdasarkan S_{D1} yang didapatkan adalah $0,20 \leq S_{D1}$ tergolong pada **kategori D**.

5. Parameter Spektrum Respons Desain

Berdasarkan Peta Gempa Indonesia untuk lokasi DKI Jakarta dan Kelas Situs SE, diperoleh parameter-parameter respons spektral yang digunakan untuk membentuk kurva spektrum respons target. Data yang didapatkan dari *database* Direktorat Bina Teknik Permukiman dan Perumahan, Direktorat Jenderal Cipta Karya, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat didapatkan nilai untuk input data percepatan untuk pembebanan gempa seperti pada **Tabel. 14**.

Tabel 14. Parameter Nilai Spektrum Respon Desain

Parameter	Nilai	Sumber
Spektral Percepatan Periode Pendek (S_s)	0,7806	Desain Spektra Indonesia
Spektral Percepatan Periode 1 detik (S_1)	0,3823	Desain Spektra Indonesia
Koefisien Situs (F_a)	1,2755	SNI 1726:2019
Keofisien Situs (F_v)	2,4708	SNI 1726:2019
Percepatan Desain Periode Pendek (S_{DS})	0,6638	SNI 1726:2019
Percepatan Desain Periode 1 Detik (S_{D1})	0,6297	SNI 1726:2019

6. Parameter Spektrum Respons Desain

Sistem struktur yang digunakan dalam pemodelan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang. Berdasarkan 1726:2019 untuk sistem ini parameter desain seismik yang digunakan adalah seperti pada **Tabel. 15**.

Tabel 15. Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi	Faktor kuat	Faktor pembe-	Batasan system struktur dan Batasan
-----------------------------	----------------------	-------------	---------------	-------------------------------------

	respons R^a	lebih system, Ω_0^b	saran defleksi C_d^c	tinggi struktur h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

Keterangan :

TB : Tidak dibatasi

TI : Tidak diizinkan

Pemilihan sistem struktur SRPMK didasarkan pada prinsip *Upper-Bound Estimation* atau estimasi batas atas. Secara ilmiah SRPMK memiliki nilai koefisien modifikasi respons (R) yang sangat besar yang menunjukkan daktilitas dan fleksibilitas tinggi. Dengan menggunakan SRPMK, simpangan inelastis yang terjadi berada pada level maksimum.

2.6.2 Penampang Elemen Struktur

Perbedaan karakteristik dari ketiga model gedung yang digunakan di mana dengan ketinggian yang berbeda menghasilkan periode fundamental struktur yang berbeda. Setelah kriteria desain ditetapkan, langkah selanjutnya adalah melakukan desain awal (*preliminary design*) untuk menentukan dimensi elemen struktur.

2.6.2.1 Material Struktur

Dalam menentukan material struktur yang digunakan dalam penelitian ini, acuan yang digunakan adalah SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. Pedoman ini digunakan untuk mendefinisikan properti material dan menetapkan asumsi-asumsi penting terkait perilaku daktil dari struktur beton bertulang. Seluruh properti dan asumsi yang digunakan dalam pemodelan di ETABS didasarkan pada pasal-pasal yang relevan dalam SNI 2847:2019.

1. Beton

Sebagai persyaratan kuat tekan beton, nilai f_c' dengan diatur dengan batasan seperti pada **Tabel 16**.

Tabel 16. Batasan Nilai f_c' (SNI 2847:2019)

Kegunaan	Jenis Beton	Nilai f_c' minimum (MPa)	Nilai f_c' Maksimum (MPa)
----------	-------------	----------------------------	-----------------------------

Umum	Berat normal dan berat ringan	17	Tidak ada batasan
Sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding structural khusus	Berat Normal	21	Tidak ada batasan
	Berat ringan	21	35

Sesuai dengan pasal 19, mutu beton yang digunakan dalam penelitian ini ditetapkan memiliki kuat tekan yang disyaratkan sebesar **$f_c' = 35 \text{ MPa}$** . Berdasarkan nilai ini, modulus elastisitas beton (E_c), yang merepresentasikan kekakuan material pada kondisi elastis, dihitung menggunakan rumus empiris pada Pasal 19.2.2:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805 \text{ Mpa}$$

2. Baja Tulangan

Sesuai Pasal 20, mutu baja tulangan yang digunakan adalah baja tulangan sirip (*deformed*) dengan kuat leleh yang disyaratkan sebesar $f_y = 420 \text{ MPa}$ (BJTS 420). Modulus elastisitas baja (E_s) ditetapkan sebagai nilai standar yaitu $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ (Pasal 20.2.2.4).

3. Asumsi Perilaku Daktail (SRPMK)

Penelitian ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), yang merupakan sistem struktur daktail. Penggunaan faktor modifikasi respons yang besar ($R=8$ dari SNI 1726:2019) dan pemodelan sendi plastis hanya valid jika struktur diasumsikan memiliki detail penulangan yang mampu menjamin perilaku daktail tersebut. Oleh karena itu, dibuat asumsi fundamental bahwa model struktur dalam penelitian ini telah didesain untuk memenuhi seluruh persyaratan detail penulangan khusus untuk SRPMK yang diatur dalam Pasal 18 SNI 2847:2019. Asumsi utama mencakup:

- **Prinsip Desain Kapasitas**

Model diasumsikan mengikuti filosofi "Kolom Kuat - Balok Lemah" (*Strong Column - Weak Beam*) sesuai Pasal 18.7.3. Hal ini untuk memastikan bahwa leleh inelastis (sendi plastis) akan terjadi terlebih dahulu pada balok-balok (mekanisme daktail) sebelum terjadi pada kolom (mekanisme getas).

- **Detail Penulangan Elemen**

Diasumsikan bahwa seluruh elemen balok, kolom, dan join balok-kolom telah memenuhi persyaratan ketat mengenai tulangan longitudinal, tulangan transversal (sengkang) untuk kekangan (*confinement*), dan persyaratan geser sesuai Pasal 18.6, 18.7, dan 18.8

Properti material Dalam permodelan struktur yang digunakan pada bangunan gedung bertingkat ini digunakan spesifikasi material berikut:

- **Beton**

Massa Jenis $= 2400 \text{ Kg/m}^3$

Kuat Tekan, f'_c = 35,00 MPa
 Modulus Elastisitas, E = 27805 MPa

- **Baja Tulangan BJTS 420B**

Tegangan Leleh (f_y) = 420 MPa
 Tegangan Ultimit (f_u) = 525 Mpa
 Modulus Elastisitas, E = 200.000 Mpa

2.6.2.2 Dimensi Penampang Elemen Struktur

Permodelan desian struktur dalam penelitian ini menggunakan struktur beton bertulang. Pemodelan dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak analisis dan desain struktur ETABS. Seluruh kriteria desain, property material, dan asumsi pembebanan yang digunakan pada penelitian ini mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) yang relevan untuk memastikan model yang dihasilkan merupakan representasi realistis dari praktik rekayasa struktur di Indonesia.

1. Desain Balok

Dalam menentukan dimensi balok dapat ditentukan dengan merujuk pada SNI 2847 : 2019 seperti pada **Tabel. 17**.

Tabel 17. Tinggi Minimum Beton Nonprategang (Sumber: SNI 2847: 2019)

Kondisi Perletakan	Minimum
Perletakan Sederhana	$t/16$
Menerus Satu Sisi	$t/18,5$
Menerus Dua Sisi	$t/21$
Kantilever	$t/8$

Merujuk pada persyaratan tersebut telah diatur untuk penentuan tinggi balok dan dapat diperoleh nilai h dan b minimum sesuai dengan perletakannya untuk balok induk pada **Tabel 18**.

Tabel 18. Nilai h dan b minimum balok induk gedung

Nama Balok	Kondisi Perletakan	L_n (mm)	h min (mm)	b min (mm)	h dipilih (mm)	b dipilih (mm)
Gedung 8 Lantai						
B1 (G8)	Menerus Satu Sisi	7000	378,37	189,19	650	400
B2 (G8)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	600	300
Gedung 12 Lantai						
B1 (G12)	Menerus Satu Sisi	7000	378,37	189,19	700	450
B2 (G12)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	600	350
B3	Menerus	7000	378,37	189,19	650	400

(G12)	Satu Sisi					
B4 (G12)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	600	300

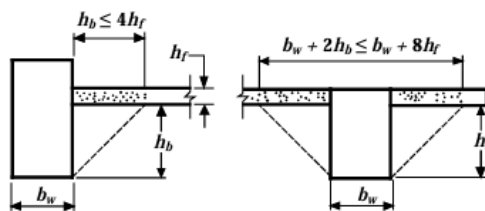
Gedung 16 Lantai

B1 (G16)	Menerus Satu Sisi	7000	378,37	189,19	750	450
B2 (G16)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	650	350
B3 (G16)	Menerus Satu Sisi	7000	378,37	189,19	700	450
B4 (G16)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	600	350
B5 (G16)	Menerus Satu Sisi	7000	378,37	189,19	650	400
B6 (G16)	Menerus Satu Sisi	6000	378,37	189,19	600	300

2. Desain Pelat

Perencanaan tebal pelat lantai pada struktur beton bertulang harus mengacu pada SNI 2847:2019. Ketebalan minimum pelat lantai dihitung berdasarkan rasio kekakuan rata-rata α_{fm} pada balok terhadap pelat lantai. Pada perencanaan denah tipikal yang sudah dibuat bentang terpanjang L_n adalah 700 cm dan bentang terpendek S_n adalah 600 cm. Sehingga didapat:

$$\beta_1 = \frac{L_n}{S_n} = \frac{350}{300} = 1,16 \leq 2 \text{ (Tergolong pelat tulangan dua arah)}$$



Gambar 11. Desain Pelat Lantai

Sumber: (SNI 2847:2019)

• Nilai α_{fm} Pada balok 1 (750x450)

Diketahui:

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

$$b_w = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_b = h - h_f = 630 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2h_b = 1710 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 7000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 1

$$be = bw + 2hb = 171 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 141 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{75}\right) + 4 \left(\frac{12}{75}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)}$$

$$k = 2,545.$$

Momen inersia penampang balok:

$$Ib = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 45 * 75^3 * 2,545 = 4027465 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$Ip = \frac{1}{12} * L * hf^3 = \frac{1}{12} * 700 * 12^3 = 100800 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton $f'c$ yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 4027465}{27805,6 * 100800} = 39,995 > 1$$

- **Nilai α_{fm} Pada balok 2 (650x350)**

Diketahui:

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

$$bw = 350 \text{ mm}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$hb = h - hf = 530 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2hb = 1410 \text{ mm}$$

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 7000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 2

$$be = bw + 2hb = 141 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 131 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{65}\right) + 4 \left(\frac{12}{65}\right)^2 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)}$$

$$k = 2,997.$$

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 35 * 65^3 * 2,997 = 2401325 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$I_p = \frac{1}{12} * L * hf^3 = \frac{1}{12} * 600 * 12^3 = 86400 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton f'_c yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_2 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 2401325}{27805,6 * 86400} = 27,79343 > 1$$

- **Nilai α_{fm} Pada balok 3 (700x450)**

Diketahui:

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

$$bw = 450 \text{ mm}$$

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

$$hb = h - hf = 580 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2hb = 1610 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 7000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 3

$$be = bw + 2hb = 161 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 141 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 2,609.$$

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 45 * 75^3 * 2,609 = 3356843 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$I_p = \frac{1}{12} * L * hf^3 = \frac{1}{12} * 700 * 12^3 = 100800 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton f'_c yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_3 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 3356843}{27805,6 * 100800} = 33,302 > 1$$

- **Nilai α_{fm} Pada balok 4 (600x350)**

Diketahui:

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

$$bw = 350 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$hb = h - hf = 480 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2hb = 1310 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 6000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 2

$$be = bw + 2hb = 131 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 131 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{131}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 3,07.$$

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 35 * 65^3 * 3,07 = 1938229 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$I_p = \frac{1}{12} * L * hf^3 = \frac{1}{12} * 600 * 12^3 = 86400 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton $f'c$ yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_4 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 1938229}{27805,6 * 86400} = \mathbf{22,43321648 > 1}$$

- **Nilai α_{fm} Pada balok 5 (650x400)**

Diketahui:

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

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

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$hb = h - hf = 530 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2hb = 1460 \text{ mm}$$

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 7000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 3

$$be = bw + 2hb = 146 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 131 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{65}\right) + 4 \left(\frac{12}{65}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{141}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)}$$

$$k = 2,824.$$

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 40 * 65^3 * 2,824 = 2585368 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$I_p = \frac{1}{12} * L * hf^3 = \frac{1}{12} * 700 * 12^3 = 100800 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton $f'c$ yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_5 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 2585368}{27805,6 * 100800} = \mathbf{25,6485 > 1}$$

- **Nilai α_{fm} Pada balok 6 (600x300)**

Diketahui:

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

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

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$hb = h - hf = 480 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2hb = 1260 \text{ mm}$$

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang} = 6000 \text{ mm}$$

Maka diketahui dimensi efektif balok 2

$$be = bw + 2hb = 126 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8hf = 126 \text{ cm}$$

Mencari momen inersia penampang segi empat yang dimodifikasi faktor k:

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{131}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{131}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{131}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = \mathbf{3,28.}$$

Momen inersia penampang balok:

$$I_b = \frac{1}{12} * bw * h^3 * k = \frac{1}{12} * 30 * 60^3 * 3,28 = 1776067 \text{ cm}^4$$

Momen inersia penampang pelat:

$$I_p = \frac{1}{12} * L * h f^3 = \frac{1}{12} * 600 * 12^3 = 86400 \text{ cm}^4$$

Sehingga, dengan mutu beton $f'c$ yang digunakan adalah 35 MPa, untuk mencari modulus elastisitas beton adalah:

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{30} = 27805,6 \text{ MPa}$$

Sehingga rasio kekakuan terhadap plat adalah:

$$\alpha_6 = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cb}I_p} = \frac{27805,6 * 1776067}{27805,6 * 86400} = \mathbf{20,556 > 1}$$

Dari keenam balok tersebut diperoleh nilai rata-rata α_{fm}) adalah:

Diketahui:

$$\begin{aligned} \alpha_{fm} &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6}{6} \\ &= \frac{39,96 + 27,79 + 33,30 + 22,43 + 25,65 + 20,56}{6} \\ &= 28,281 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 untuk pelat nonprategang dengan balok membentang di antara tumpuan di semua sisi, ketebalan pelat keseluruhan harus memenuhi pada tabel Seperti **Gambar 12**.

α_{fm} [1]	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

Gambar 12. Ketebalan minimum pelat dua arah
Sumber: (SNI 2847:2019)

Karena nilai $\alpha_{fm} > 2,0$ maka, persamaan dari tabel SNI 2874:2019 digunakan yaitu:

$$h_{min} = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{3500 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1,16)} = \mathbf{82,903}$$

$$h_{rencana} = \mathbf{120 \text{ mm}}$$

Dari persamaan tersebut didapatkan tebal pelat minimum adalah 82,903 mm, maka tebal pelat lantai rencana yang digunakan yaitu 120 mm dapat memenuhi.

3. Desain Kolom

Perencanaan awal ukuran kolom ini mengacu pada SNI 2847:2019 dengan diasumsikan bahwa beban pada balok sama pada setiap lantainya. Persyaratan pada pasal 18.7.2.1 disebutkan bahwa:

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri $b_w < 300$ mm.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya $b_w/h > 0,4$

Dari persyaratan tersebut digunakan kolom untuk masing masing model variasi lantai seperti pada **Tabel 19**.

Tabel 19. Dimensi Preliminary Design Kolom

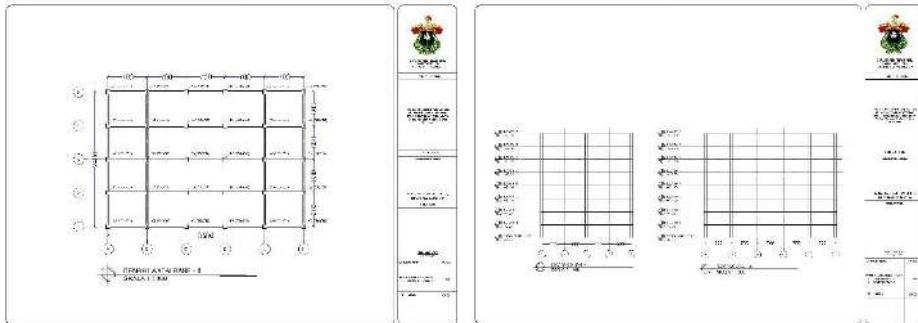
Nama Gedung	h kolom (mm)	b kolom (mm)	Keterangan
8 Lantai			
Kolom 1 (K3)	750	750	Memenuhi
12 Lantai			
Kolom 1 (K2)	850	850	Memenuhi
Kolom 2 (K3)	750	750	Memenuhi
16 Lantai			
Kolom 1 (K1)	950	950	Memenuhi
Kolom 2 (K2)	850	850	Memenuhi
Kolom 3 (K3)	750	750	Memenuhi

2.6.2.3 Gambar Desain Struktur

Setelah didapatkan dimensi *preliminary design* dibuat gambar desain struktur sesuai dengan dimensi yang telah didapatkan dan model denah tipikal yang telah direncanakan pada masing-masing model gedung. Denah model yang digunakan adalah denah yang dibuat dengan model *rectangular*. Hal ini dilakukan untuk memastikan model berfungsi sebagai variabel yang sesuai dengan tujuan dari penelitian ini.

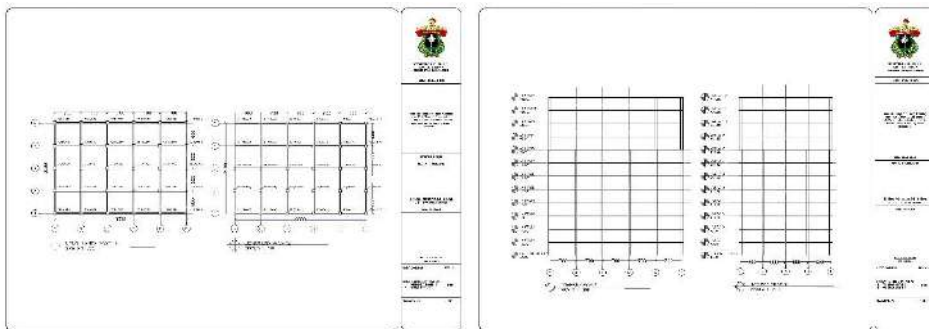
Gedung dengan denah yang tidak beraturan seperti bentuk L, T, atau U cenderung mengalami puntir atau torsi pada saat gempa. Hal ini terjadi karena pusat massa (titik di mana berat gedung terkonsentrasi) dan pusat kekakuan (titik di mana ketahanan lateral gedung terkonsentrasi) tidak berada di satu titik yang sama. Penelitian ini berfokus pada perpindahan yang disebabkan oleh translasi di mana hal tersebut koheren dengan tujuan utama penelitian ini yaitu menemukan korelasi antara tinggi gedung dan jarak dilatasi. Dengan menggunakan denah persegi panjang yang simetris secara tidak langsung akan mengurangi pengaruh dari variabel yang lain seperti torsi.

Pemilihan denah tipikal gedung yang simetris seperti pada **Gambar 13** hingga **Gambar 15** juga dipilih karena dapat memudahkan interpretasi hasil dan pembuatan perhitungan jarak dilatasi dalam penelitian ini. Hubungan antara input (beban gempa) dan output (perpindahan) akan lebih jelas dan bersih.



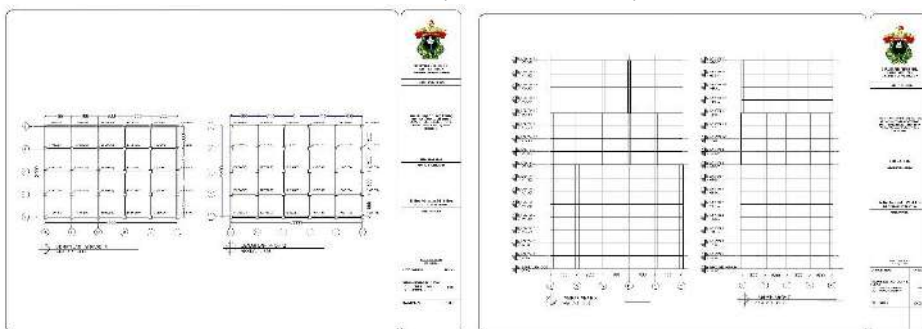
Gambar 13. Model Gedung 8 Lantai.

Sumber: (Dokumen Pribadi)



Gambar 14. Model Gedung 12 Lantai.

Sumber: (Dokumen Pribadi)



Gambar 15. Model Gedung 16 Lantai.

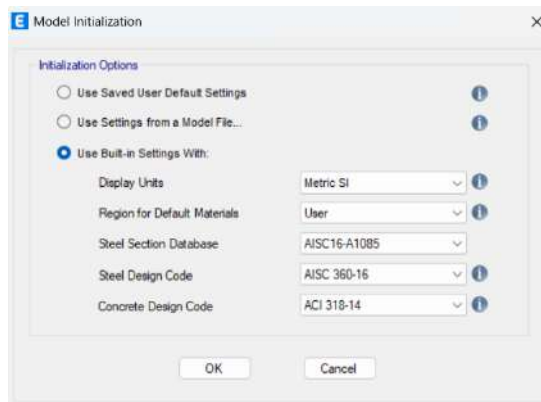
Sumber: (Dokumen Pribadi)

2.7 Permodelan di ETABS

Pemodelan numerik dari ketiga variasi gedung dilakukan menggunakan perangkat lunak analisis struktur ETABS. Pada pemodelan awal berfokus pada pembuatan geometri, definisi material, penampang elemen, dan aplikasi beban

gravitasi untuk menciptakan model dasar yang akurat sebelum analisis non-linear dilakukan.

2.7.1 Inisialisasi Model dan Definisi Sistem Grid

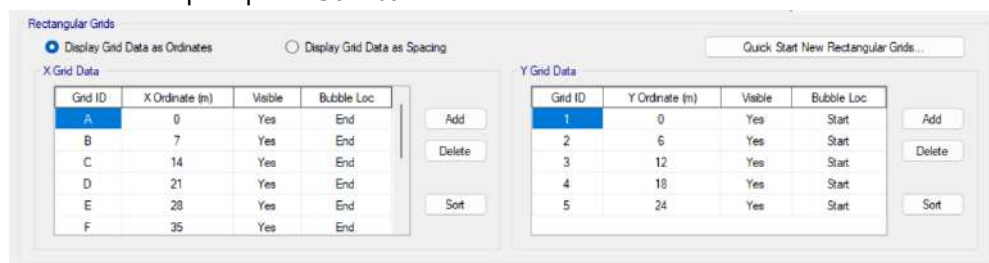


Gambar 16. Model Initialization.

Sumber: (Dokumen Pribadi)

Pemodelan numerik dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS v20. Model diinisialisasi dengan menggunakan sistem satuan Metric SI untuk menjamin konsistensi dengan standar yang digunakan. Untuk properti material, opsi 'User' dipilih agar properti beton dan baja tulangan dapat didefinisikan secara kustom sesuai acuan SNI 2847:2019. Kode desain beton yang digunakan sebagai basis dalam perangkat lunak adalah ACI 318-14, yang memiliki prinsip dasar yang selaras dengan SNI 2847:2019. Pengaturan terkait desain baja dibiarkan pada nilai default karena tidak relevan dengan lingkup penelitian. Model initialization yang digunakan untuk ketiga model menggunakan input yang sama.

Untuk masing masing model variasi tinggi gedung yang digunakan dibuat system grid yang sesuai dengan denah tipikal untuk penelitian ini. Untuk itu, dibuat total 6 garis grid pada arah X dengan bentang 7 meter dan 5 garis grid pada arah Y dengan bentang 6 meter pada tiap grid. Dalam input yang dilakukan data yang dimasukkan seperti pada **Gambar 17**.



Gambar 17. Grid arah-X dan arah-Y model gedung

Sumber: (Dokumen Pribadi)

Setiap permodelan geometri yang dilakukan di ETABS pada masing masing model variasi tinggi gedung dilakukan input data dengan model 8 lantai

didefinisikan sebanyak 8 *story* dengan tinggi tipikal 3,5 meter seperti pada **Gambar 18**, model 12 lantai sebanyak 12 *story* dengan tinggi tipikal 3,5 m **Gambar 19**, dan model 16 lantai sebanyak 16 *story* dengan tinggi tipikal 3,5 meter antar lantai **Gambar 20**.

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story8	3.5	28	Yes	None	No	0	Red
Story7	3.5	24.5	No	Story8	No	0	Magenta
Story6	3.5	21	No	Story8	No	0	Yellow
Story5	3.5	17.5	No	Story8	No	0	Grey
Story4	3.5	14	No	Story8	No	0	Blue
Story3	3.5	10.5	No	Story8	No	0	Green
Story2	3.5	7	No	Story8	No	0	Cyan
Story1	3.5	3.5	No	Story8	No	0	Red
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Gambar 18. Grid Model 8 Lantai.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story12	3.5	42	Yes	None	No	0	Blue
Story11	3.5	38.5	No	Story12	No	0	Red
Story10	3.5	35	No	Story12	No	0	Magenta
Story9	3.5	31.5	No	Story12	No	0	Yellow
Story8	3.5	28	No	Story12	No	0	Grey
Story7	3.5	24.5	No	Story12	No	0	Blue
Story6	3.5	21	No	Story12	No	0	Green
Story5	3.5	17.5	No	Story12	No	0	Cyan
Story4	3.5	14	No	Story12	No	0	Red
Story3	3.5	10.5	No	Story12	No	0	Magenta
Story2	3.5	7	No	Story12	No	0	Yellow
Story1	3.5	3.5	No	Story12	No	0	Grey
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Gambar 19. Grid Model 12 Lantai.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

Story	Height (m)	Elevation (m)	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height (m)	Story Color
Story 16	3.5	56	Yes	None	No	0	
Story 15	3.5	52.5	No	Story 16	No	0	
Story 14	3.5	49	No	Story 16	No	0	
Story 13	3.5	45.5	No	Story 16	No	0	
Story 12	3.5	42	No	Story 16	No	0	
Story 11	3.5	38.5	No	Story 16	No	0	
Story 10	3.5	35	No	Story 16	No	0	
Story 9	3.5	31.5	No	Story 16	No	0	
Story 8	3.5	28	No	Story 16	No	0	
Story 7	3.5	24.5	No	Story 16	No	0	
Story 6	3.5	21	No	Story 16	No	0	
Story 5	3.5	17.5	No	Story 16	No	0	

Note: Right Click on Grid for Options

Gambar 20. Grid Model 16 Lantai.

Sumber: (Dokumen Pribadi)

2.7.2 Pendefinisian Material

Setelah melakukan permodelan stuktur di ETABS adalah dengan mendefinisikan material yang akan digunakan dengan melakukan input data karakteristik dari material yang telah direncanakan sebelumnya. Dalam pendefinisian material tersebut mencakup material beton seperti pada **Gambar 21** dan baja seperti pada **Gambar 22** menggunakan data berupa material weight and mass, mechanical property data, dan, design property data.

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Properties for Concrete Materials

☒ Specified Concrete Compressive Strength, Fc: MPa

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Gambar 21. Material property data Beton f'c 35 MPa

Sumber: (Dokumen Pribadi)

General Data	
Material Name	BJTS 420 B
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	75.9729 kN/m³
Mass per Unit Volume	7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	200000 MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

Material Name and Type	
Material Name	BJTS 420 B
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	

Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	420 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	525 MPa
Expected Yield Strength, Fye	525 MPa
Expected Tensile Strength, Fue	603.75 MPa

Gambar 22. Material property data BJTS 420 B

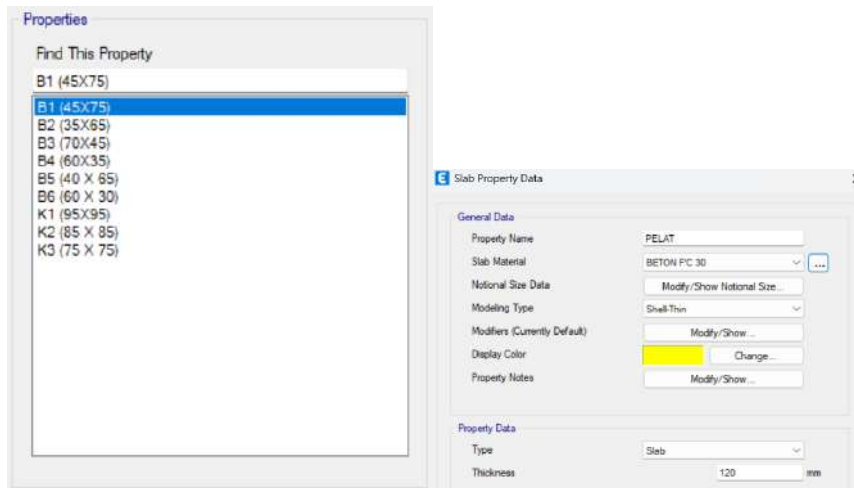
Sumber: (Dokumen Pribadi)

Sesuai dengan SNI 2052:2017 tentang Baja Tulangan Beton penentuan kekuatan minimum yang disyaratkan untuk BJTS 420 B yaitu pada pasal 6.5 sudah sesuai dengan pendefinisian di atas untuk kuat leleh minimal 420 MPa dan Maksimal 525 Mpa, dan untuk kuat tarik minimal 525 MPa dengan rasio diantara keduanya adalah minimal 1,25. Untuk tahap pendefinisian material yang akan digunakan dalam analisis menggunakan *software* ETABS, setiap model baik itu model 8, 12, dan 16 lantai dengan variasi tinggi lantai yang digunakan menggunakan pendefinisian material yang sama. Hal ini untuk memastikan tujuan utama dari penelitian ini yaitu untuk mengetahui pengaruh tinggi gedung terhadap kebutuhan jarak dilatasi.

2.7.3 Pendefinisian Penampang Elemen

Setelah properti material ditetapkan, langkah selanjutnya dalam pemodelan di ETABS adalah mendefinisikan penampang untuk setiap elemen struktur. Definisi ini mencakup dimensi geometri dan modifikasi properti mekanis untuk merepresentasikan perilaku struktur yang lebih realistis saat menerima beban gempa, sesuai dengan acuan dari standar internasional seperti ASCE 41-17 dan SNI 2847:2019.

Kolom dan balok pada pendefinisian model di ETABS menggunakan dimensi yang sudah direncanakan sebelumnya pada tahap preliminary design untuk masing masing model struktur. Masing masing jenis balok dan kolom didefinisikan dengan type rectangular concrete menggunakan material beton $f'c$ 35 Mpa. Pelat lantai pada di ketiga model pada setiap tingkat dimodelkan sebagai elemen cangkang tipis (shell-thin) dengan ketebalan seragam yaitu 120 mm untuk memastikan bahwa seluruh titik pada satu level lantai bergerak bersama-sama sebagai satu bidang kaku saat terjadi pergerakan lateral.



Gambar 23. Input Data Penampang Balok, Kolom, dan Pelat.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

2.7.4 Pendefinisian Penampang Retak Beton

Pada SNI 2847:2019 telah diatur terkait momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor sesuai **Gambar 24**.

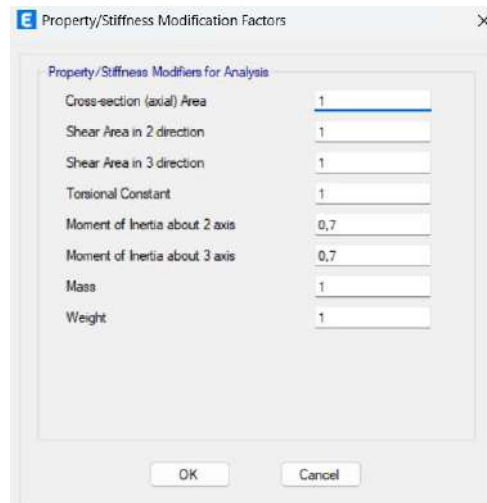
Tabel 6.6.3.1(a) — Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor

Bagian dan kondisi		Momen inersia	Luas penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Dinding	Tidak retak	$0,70 I_g$	
	Retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan slab datar		$0,25 I_g$	

Gambar 24. Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor.
Sumber: (SNI 2847:2019)

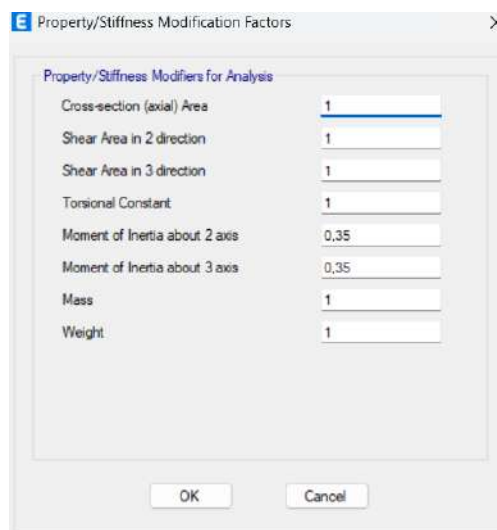
Untuk mendapatkan respons dinamik struktur yang realistis saat terjadi gempa, analisis dilakukan dengan memperhitungkan penurunan kekakuan akibat retak pada elemen beton bertulang. Praktik ini sesuai dengan acuan standar internasional seperti ASCE 41-17 dan ACI 318, yang menjadi rujukan utama SNI 2847:2019. Oleh karena itu, properti penampang utuh (gross section) dari elemen-elemen struktur dimodifikasi dengan faktor kekakuan efektif (cracked stiffness).

Elemen kolom dimodelkan dengan faktor modifikasi kekakuan lentur sebesar $0,7 I_g$ (di mana I_g adalah momen inersia penampang utuh). Nilai ini diterapkan pada kedua sumbu lentur kolom seperti yang ditampilkan pada **Gambar 25**. Faktor 0.70 digunakan karena adanya beban aksial tekan pada kolom yang cenderung menutup kembali sebagian retak lentur, sehingga penurunan kekakuannya tidak separah elemen balok.



Gambar 25. Stiffness modification factors Kolom.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

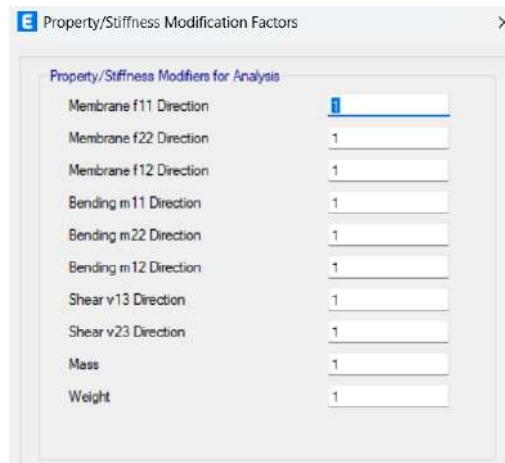
Elemen balok, sebagai komponen lentur utama yang didesain untuk mengalami leleh inelastis dalam sistem SRPMK, dimodelkan dengan faktor modifikasi kekakuan lentur sebesar $0,35I_g$. Nilai yang lebih rendah ini merepresentasikan tingkat retak yang lebih signifikan yang diharapkan terjadi pada balok saat menahan beban gempa, sejalan dengan filosofi desain "Kolom Kuat - Balok Lemah".



Gambar 26. Stiffness modification factors Balok.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

Untuk elemen pelat, faktor modifikasi kekakuan dibiarkan pada nilai 1.0 (tidak dimodifikasi). Keputusan pemodelan ini didasarkan pada dua justifikasi

utama. Pertama, peran utama pelat dalam analisis lateral adalah sebagai diafragma kaku (*rigid diaphragm*), di mana asumsi ini secara matematis menggantikan perhitungan kekakuan *in-plane* dari pelat. Kedua, kontribusi kekakuan lentur *out-of-plane* dari pelat terhadap sistem rangka telah diwakili secara efektif melalui modifikasi kekakuan pada elemen balok yang bekerja secara komposit dengannya (efek T-beam). Ini adalah pendekatan standar dalam pemodelan struktur rangka untuk menghindari reduksi kekakuan ganda yang berlebihan.



Gambar 27. Stiffness modification factors Pelat.
Sumber: (Dokumen Pribadi)

2.7.5 Pendefinisian Beban Gravitasi

Sebelum analisis gempa, semua beban gravitasi yang bekerja pada struktur didefinisikan terlebih dahulu. Beban ini penting tidak hanya untuk desain, tetapi juga sebagai komponen dari Sumber Massa (*Mass Source*). Pembebanan gravitasi yang digunakan berdasarkan SNI 1727:2020 meliputi: beban mati berat sendiri (*dead load*), beban mati tambahan (*super imposed dead load*), beban hidup (*live load*).

- **Beban Mati (*Dead Load*)**

Beban mati (*dead load*) adalah berat seluruh komponen elemen struktural bangunan. Beban dihitung secara otomatis (*default*) oleh program ETABS dengan memastikan parameter *Self Weight Multiplier* = 1. Adapun berat jenis material yang digunakan sesuai dengan yang tercantum pada spesifikasi material sebelumnya.

- **Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)**

Beban mati tambahan atau *super imposed dead load* adalah berat komponen nonstruktural (arsitektural dan MEP) yang terdapat pada struktur bangunan. Beban SIDL dalam analisis diambil sesuai tabel pada SNI 1727:2020 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 seperti pada **Tabel 20 dan 21**. Untuk material dinding yang digunakan pada

model struktur yang diuji, diasumsikan menggunakan dinding basangan batako (HB 20) dengan berat komponen 200 kg/m².

Tabel 20. Beban Mati Tambahan Komponen Pelat

NO	Komponen Pelat	Berat Komponen (kg/m ²)	Beban Desain (kN/m ²)
A	Pelat Atap Beton		
1	Finishing beton (Tebal 1cm)	21	0,205
2	Plafon dan penggantung	18	0,176
3	Instalasi Mekanikal	25	0,245
4	Waterproofing	5	0,049
Total		69	0,676
B	Pelat Lantai		
1	Spesi (Tebal 4cm)	84	0,823
2	Keramik	24	0,235
3	Plafon dan penggantung	18	0,176
4	Instalasi ME	25	0,245
Total		151	1,480

Tabel 21. Beban Mati Tambahan Pada Balok

NO	Komponen Balok	Beban Dinding (kg/m ²)	Tinggi Dinding (m)	Beban Desain (kN/m ²)
1	Balok 1 (75 cm x 45 cm)	200	3,5	5,394
2	Balok 2 (65 cm x 35 cm)			5,590
3	Balok 3 (70 cm x 45 cm)			5,492
4	Balok 4 (60 cm x 35 cm)			5,688
5	Balok 5 (65 cm x 40 cm)			5,590
6	Balok 6 (60 cm x 30 cm)			5,688

- **Beban Hidup (*Live Load*)**

Beban hidup (live load) adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung yang berasal dari barang atau orang yang dapat berpindah tempat sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap. Ketentuan terkait beban hidup sesuai SNI 1727:2020 yang digunakan adalah seperti pada **Gambar 28**.

Tabel 4.3-1 - Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Apartemen (lihat rumah tinggal)					
Sistem lantai akses					
Ruang kantor	50 (2,4)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Ruang komputer	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Atap					
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	Ya (4.8.3)	-		
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Atap bukan untuk hunian	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan	Ya (4.8.3)	-		

Gambar 28. Tabel Beban hidup terdistribusi merata minimum

Ketiga jenis beban yang digunakan diterapkan pada setiap model dan setiap simulasi analisis yang dilakukan di *software* ETABS.

2.8 Pengecekan Bangunan Tahan Gempa

Sebelum pelaksanaan *non-linear time history analysis (NLTHA)*. Model struktur yang telah dibuat terlebih dahulu divalidasi menggunakan analisis linear (analisis spektrum respons). Tahapan ini bertujuan untuk memastikan bahwa desain awal telah memenuhi semua persyaratan minimum simpangan dan kekuatan yang ditetapkan SNI 1726:2019. Jika model gagal pada tahap ini, desain harus direvisi sebelum analisis NLTHA dapat dilakukan.

2.8.1 Kombinasi Pembebanan

Seluruh elemen struktur (balok, kolom) dalam preliminary design harus didesain untuk menahan beban ultimit yang dihasilkan dari kombinasi pembebanan. Kombinasi ini mengacu pada SNI 2847:2019 di mana untuk desain elemen struktur atas (balok, kolom, dan pelat) digunakan kombinasi beban untuk metode ultimit.

Berdasarkan SNI 1726:2019, komponen elemen struktur harus di desain dengan sama atau lebih pengaruh beban terfaktor dengan beberapa kombinasi pembebanan. Pada metode kombinasi beban untuk metode ultimit, kombinasi pembebanan dasar adalah sebagai berikut:

1. 1,4D
2. 1,2D + 1, L + (Lr atau R)
3. 1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R)
5. 0,9D + 1,0W

Selanjutnya apabila struktur menerima pengaruh beban seismik, kombinasi beban dengan pengaruh seismik harus diperhitungkan bersamaan dengan kombinasi beban tadi. Apabila pengaruh beban seismik yang dimaksud adalah $E = f(E_v, E_h)$

dikombinasikan dengan pengaruh beban lainnya maka kombinasi yang harus digunakan adalah sebagai berikut:

$$6. \quad 1,2D + E_v + E_h + L$$

$$7. \quad 0,9D - E_v + E_h$$

Selain itu beban siesmik horizontal, E_h harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E_h = \rho Q_E \dots\dots\dots (22)$$

Keterangan:

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal V atau F_p .

ρ = faktor redudansi

Sedangkan beban seismik vertikal harus diperhitungkan dengan persamaan berikut:

$$E_v = 0,2S_{DS} D \dots\dots\dots (23)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain periode pendek.

D = pengaruh beban mati.

Untuk penelitian ini, perhitungan pengaruh beban angin tidak digunakan mengingat tujuan utama dalam penelitian ini untuk mencari seberapa besar simpangan yang dapat terjadi dengan masing masing kasus gempa yang dijalankan. Dengan hal tersebut maka kombinasi pembebanan yang digunakan untuk tiap model gedung pada analisis respon spektrum adalah seperti pada **Tabel. 22.**

Tabel 22. Kombinasi Pembebanan

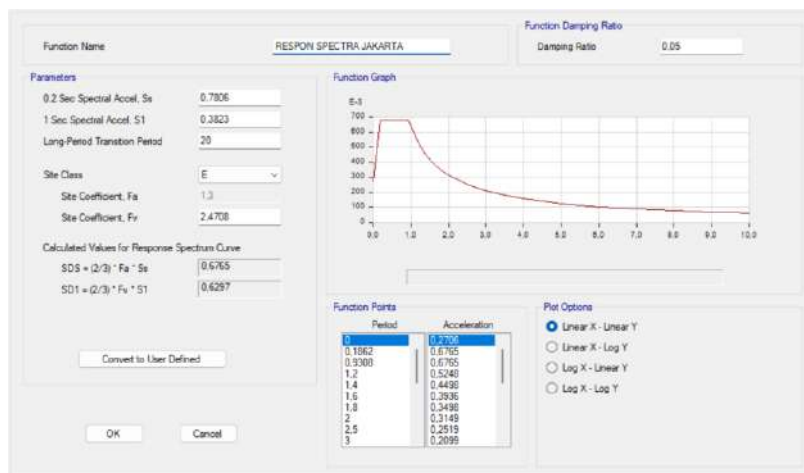
Nomor		DL	SIDL	LL	Lr	R	Ex	Ey
1	1.1	1,4	1,4					
2	2.1	1,2	1,2	1,6	0,5			
	2.2	1,2	1,2	1,6		0,5		
3	3.1	1,2	1,2	1	1,6			
6	6.1	1,3328	1,3328	1			1,3	0,39
	6.2	1,3328	1,3328	1			1,3	-0,39
	6.3	1,3328	1,3328	1			-1,3	0,39
	6.4	1,3328	1,3328	1			-1,3	-0,39
	6.5	1,3328	1,3328	1			-0,39	1,3
	6.6	1,3328	1,3328	1			0,39	1,3
	6.7	1,3328	1,3328	1			0,39	-1,3
	6.8	1,3328	1,3328	1			-0,39	-1,3
7	7.1	0,7672	0,7672				1,3	0,39
	7.2	0,7672	0,7672				1,3	-0,39
	7.3	0,7672	0,7672				-1,3	0,39

7.4	0,7672	0,7672				-1,3	-0,39
7.5	0,7672	0,7672				-0,39	1,3
7.6	0,7672	0,7672				0,39	1,3
7.7	0,7672	0,7672				0,39	-1,3
7.8	0,7672	0,7672				-0,39	-1,3

Semua kombinasi beban gempa yang terdapat pada **Tabel 22** tersebut selanjutnya diinput ke dalam ETABS untuk diperhitungkan pada saat analisis respon spektrum untuk validasi model struktur.

2.8.2 Beban Gempa Berdasarkan Respon Spektrum

Untuk validasi desain awal, beban gempa linear didefinisikan menggunakan metode Analisis Spektrum Respons (RSA). Kurva spektrum respons yang digunakan adalah kurva yang telah ditetapkan pada Subbab 2.6.1 (berdasarkan KDS D dan Kelas Situs SE). Pada **Gambar 29** Data yang telah dikumpulkan selanjutnya diinput ke dalam ETABS.



Gambar 29. Input data respon spektrum di ETABS

Sumber: Dokumen Pribadi

Data respon spektrum ini diinput pada ketiga *file* model struktur yang berbeda. Selain itu, data respon spektrum ini nantinya juga akan digunakan dalam NLTHA sebagai acuan untuk spektral matching data *time history* yang telah didapatkan.

2.8.3 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental (T_1) adalah waktu yang dibutuhkan struktur untuk satu getaran penuh pada ragam pertamanya. Nilai (T_1) diperoleh dari hasil Analisis Modal di ETABS. SNI 1726:2019 mensyaratkan agar periode hasil analisis tidak boleh terlalu besar (terlalu fleksibel) dibandingkan periode empiris. Perhitungan periode struktur berdasarkan SNI 1726:2019 diperhitungkan menggunakan persamaan berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (24)$$

Keterangan:

C_t = Koefisien periode (Tabel. 8)

h_n = Keitnggian total struktur dari dasar

x = Eksponen (Tabel 8)

Sedangkan untuk perhitungan batas atas (T_{max}) nilai periode yang didapat dari analisis modal tidak boleh melebihi T_a yang dikalikan dengan koefisien batas (C_u)

$$T_{max} = C_u \times T_a \dots\dots\dots (25)$$

Keterangan:

C_u = Koefisien batas maksimum periode dari SNI 1726:2019 (Tabel. 9)

Perhitungan dan pengecekan periode struktur ini memiliki implikasi pada aspek desain selanjutnya yaitu untuk perhitungan gaya geser dasar (V). Untuk menghitung gaya geser dasar (V) digunakan nilai yang lebih kecil antara periode hasil analisis (T_c) dan T_{max} . Jika $T_c > T_{max}$ maka gaya geser dasar (V) harus dihitung menggunakan T_{max} . Ini adalah langkah konservatif untuk memastikan gaya gempa desain tidak tereduksi terlalu banyak. Selain itu, untuk perhitungan simpangan (*drift*) SNI 1726:2019 mengizinkan penggunaan periode yang lebih realistis untuk mengecek simpangan maka nilai periode hasil analisis (T_c) boleh digunakan tanpa dibatasi T_{max} . Dari analisis modal yang dilakukan pada ketiga model gedung dan juga perhitungan yang dilakukan didapatkan data periode struktur seperti pada **Tabel. 23**.

Tabel 23. Periode Hasil Analisis Modal

Mode	Periode		
	Gedung 8 Lantai	Gedung 12 Lantai	Gedung 16 Lantai
1	2,02	2,943	3,86
2	1,829	2,551	3,202
3	1,737	2,454	3,122
4	0,604	0,964	1,351
5	0,556	0,84	1,148
6	0,524	0,816	1,125
7	0,307	0,51	0,709
8	0,289	0,457	0,617
9	0,27	0,439	0,601
10	0,185	0,313	0,457
11	0,178	0,288	0,408
12	0,164	0,273	0,393

Untuk perhitungan nilai periode pada masing-masing struktur gedung dilakukan seperti pada **Tabel 24**.

Tabel 24. Periode Struktur

Keterangan	Periode		
	8 Lantai (detik)	12 Lantai (detik)	16 Lantai (detik)

Percepatan desain periode 1 detik (S_{D1})	0,6297		
Koefisien untuk batas periode (C_u)	1,4		
Parameter periode pendekatan (x)	0,9		
Parameter periode pendekatan (C_t)	0,0466		
Tinggi Bangunan	28 m	42 m	56 m
Periode fundamental pendekatan (T_a)	0,935	1,3468	1,7448
Periode Maksimum (T_{max})	1,309	1,886	2,443
Periode hasil analisis arah-X	1,829	2,551	3,202
Periode hasil analisis arah-Y	2,02	2,493	3,860
Periode pakai arah-X	1,309	1,886	2,443
Periode pakai arah-Y	1,309	1,886	2,443

2.8.4 Modal Participating Mass Ratio (MPMR)

Berdasarkan SNI 1726:2019 analisis yang dilakukan harus menentukan ragam getar alami di mana analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Dalam mencapai ketentuan tersebut ragam dengan *single rigid body* dengan periode 0,05 detik diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik. Sebagai alternatif, jumlah ragam minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% massa aktual dalam masing masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

Dalam analisis modal yang dilakukan di ETABS pada masing masing gedung yang akan digunakan, hasil ditunjukkan pada **Gambar 30, 3,1 dan 32**. Secara default ETABS akan melakukan analisis modal dengan jumlah 12 mode output.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RR	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	2,62	0	0,7754	0	0	0,7754	0	0,2422	0	0	0,2422	0	0
Modal	2	1,604	0,7614	0	0	0,7632	0,7754	0	0	0,2334	0	0,2422	0,2334	0
Modal	3	1,737	0	0	0	0,7632	0,7754	0	0	0	0,7756	0,2422	0,2334	0,7756
Modal	4	0,034	0	0,1105	0	0,7632	0,6859	0	0,4753	0	0	0,7176	0,2334	0,7756
Modal	5	0,055	0,1672	0	0	0,8905	0,6859	0	0	0,4832	0	0,7176	0,7296	0,7756
Modal	6	0,024	0	0	0	0,8905	0,6859	0	0	0	0,1693	0,7176	0,7296	0,6842
Modal	7	0,397	0	0,9487	0	0,8905	0,9346	0	0,6871	0	0	0,9047	0,7296	0,6842
Modal	8	0,269	0,0467	0	0	0,9371	0,9346	0	0	0,9821	0	0,9047	0,9987	0,6842
Modal	9	0,27	0	0	0	0,9371	0,9346	0	0	0	0,6476	0,9047	0,9987	0,9256
Modal	10	0,185	0	0,6081	0	0,9371	0,9627	0	0,6665	0	0	0,9834	0,6687	0,9256
Modal	11	0,175	0,0269	0	0	0,9641	0,9627	0	0	0,3986	0	0,9834	0,6687	0,9256
Modal	12	0,104	0	0,9641	0,9627	0	0	0	0	0,6275	0,6834	0,6687	0,9633	0,9633

Gambar 30. Modal Participating Mass Ratio Gedung 8 Lantai

Sumber: Dokumen Pribadi

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Model	1	2,943	0	0,1672	0	0	0,7572	0	0,2585	0	0	0,2585	0	0
Model	2	2,951	0,1654	0	0	0,7694	0,7572	0	0	0,2428	0	0,2585	0,2428	0
Model	3	2,454	0	0	0	0,7694	0,7572	0	0	0	0,7151	0,2585	0,2428	0,7058
Model	4	0,964	0	0,1969	0	0,7694	0,8641	0	0,419	0	0	0,8755	0,2428	0,7638
Model	5	0,84	0,1026	0	0	0,872	0,8641	0	0	0,4483	0	0,8755	0,8811	0,7638
Model	6	0,935	0	0	0	0,872	0,9041	0	0	0	0,1938	0,8755	0,6811	0,9075
Model	7	0,51	0	0,0408	0	0,872	0,9127	0	0,0872	0	0	0,7628	0,6811	0,8075
Model	8	0,457	0,0455	0	0	0,9175	0,9127	0	0	0,0782	0	0,7628	0,7793	0,8075
Model	9	0,426	0	0	0	0,9175	0,9127	0	0	0	0,0474	0,7628	0,7793	0,9149
Model	10	0,312	0	0,0279	0	0,9175	0,9408	0	0,0782	0	0	0,842	0,7793	0,9149
Model	11	0,288	0,026	0	0	0,9435	0,9408	0	0	0,0788	0	0,842	0,8481	0,9149
Model	12	0,273	0	0	0	0,9435	0,9408	0	0	0	0,0289	0,842	0,8481	0,9418

Gambar 31. Modal Participating Mass Ratio Gedung 12 Lantai

Sumber: Dokumen Pribadi

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Model	1	3,86	0	0,725	0	0	0,725	0	0,2885	0	0	0,2885	0	0
Model	2	3,262	0,7361	0	0	0,7361	0,725	0	0,277	0	0	0,2885	0,277	0
Model	3	3,122	0	0	0	0,7361	0,725	0	0	0,675	0	0,2885	0,277	0,73
Model	4	1,351	0	0,128	0	0,7361	0,852	0	0,3688	0	0	0,6573	0,277	0,73
Model	5	1,148	0,1251	0	0	0,8612	0,852	0	0	0,3882	0	0,6573	0,682	0,73
Model	6	1,128	0	0	0	0,8612	0,852	0	0	0,1284	0,6573	0,682	0,8566	0,8566
Model	7	0,708	0,045	0	0	0,8612	0,866	0	0,8738	0	0	0,7299	0,682	0,8566
Model	8	0,617	0,0421	0	0	0,8633	0,866	0	0	0,8798	0	0,7299	0,7368	0,8566
Model	9	0,601	0	0	0	0,8633	0,886	0	0	0,1436	0,7299	0,7368	0,8562	0,8562
Model	10	0,467	0	0,0387	0	0,8633	0,9287	0	0,6883	0	0	0,8152	0,7368	0,9692
Model	11	0,408	0,0274	0	0	0,9387	0,9287	0	0	0,087	0	0,8152	0,8238	0,9692
Model	12	0,383	0	0	0	0,9387	0,9287	0	0	0	0,0283	0,8152	0,8238	0,9285

Gambar 32. Modal Participating Mass Ratio Gedung 16 Lantai

Sumber: Dokumen Pribadi

Hasil analisis modal yang dilakukan pada ETABS menunjukkan bahwa ketiga model gedung pada *output step mode* dengan jumlah 12 memenuhi partisipasi massa 90 % pada kedua arah horizontal ortogonal.

2.8.5 Massa Struktur dan Gaya Geser Dasar

Gedung yang telah dimodelkan perlu dilakukan pendefinisian massa total struktur yang akan bergetar. Selain itu, gaya gempa desain yang diperoleh dari analisis respon spektra tidak boleh lebih kecil secara signifikan dibandingkan gaya yang dihitung oleh metode statistik ekuivalen. Pengecekan ini dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019 untuk mencegah *under-design* akibat pemodelan yang terlalu fleksibel. Dari data pada **Gambar 33**, yang didapatkan dari ETABS untuk setiap model gedung merupakan rekapitulasi massa struktur yang nantinya akan diperhitungkan sebagai berat seismik efektif dalam penskalaan gaya.

			MODEL 16 LANTAI		
			Story	UX	UY
				kg	kg
			Story 16	978342	978342
			MODEL 12 LANTAI		
			Story	UX	UY
				kg	kg
			Story 12	1381984,89	976218,51
			Story 11	1422304,89	125914,56
			Story 10	1422304,89	125914,56
			Story 9	1422304,89	125914,56
			Story 8	1551589,09	125914,56
			Story 7	1596949,09	1384087,86
			Story 6	1596949,09	1384087,86
			Story 5	1596949,09	1384087,86
			Story 4	1596949,09	1384087,86
			Story 3	1596949,09	1384087,86
			Story 2	1596949,09	1384087,86
			Story 1	1596949,09	1384087,86
			MODEL 8 LANTAI		
Story	UX	UY			
	kg	kg			
Story 8	976218,51	976218,51			
Story 7	1384087,86	1384087,86			
Story 6	1384087,86	1384087,86			
Story 5	1384087,86	1384087,86			
Story 4	1384087,86	1384087,86			
Story 3	1384087,86	1384087,86			
Story 2	1384087,86	1384087,86			
Story 1	1384087,86	1384087,86			

Gambar 33. Massa Struktur Efektif

Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan SNI 1726:2019 gaya geser dinamik diharuskan kurang dari 100% dari gaya geser statik ekivalen, apabila tidak memenuhi maka faktor skala dikalikan dengan $V_{statik}/V_{dinamik}$. Seperti yang dijelaskan sebelumnya pada Subbab 1.6.1 perhitungan kontrol gaya geser dasar dilakukan yang didapatkan dari ketiga model gedung terdapat pada **Tabel 25**. Dengan berat total struktur yang didapatkan didapatkan nilai gaya literal ekivalen. Dari hasil analisis yang dilakukan di ETABS juga didapatkan hasil untuk nilai faktor skala untuk memenuhi ketentuan yang berlaku pada SNI 1726:2019.

Tabel 25. Gaya geser struktur

Keterangan	Periode		
	8 Lantai (detik)	12 Lantai (detik)	16 Lantai (detik)
Percepatan desain periode pendek (S_{DS})	0,6638	0,6638	0,6638
Koefisien respon seismik (C_s)	0,0601	0,0417	0,0322
Berat sesimik efektif (W)	103937 kN	161633 kN	229451 kN
Gaya geser statik (V_{statik})	6173,9 kN	6747,63 kN	7393,81 kN
Faktro skala awal (SF)	1225,83 mm/s ²	1225,83 mm/s ²	1225,83 mm/s ²
Gaya geser respon spektra unscaled (V_i)	$V_{i,x} = 3628,3$ $V_{i,x} = 3299,6$	$V_{i,x} = 4176,8$ $V_{i,x} = 3678,1$	$V_{i,x} = 4756,9$ $V_{i,x} = 3980,4$
Penskalaan gaya gempa	$f_x = 1,723$ $f_y = 1,894$	$f_x = 1,615$ $f_y = 1,835$	$f_x = 1,554$ $f_y = 1,858$
Faktor skala gaya (SF)	$SF_x = 2111,5$ $SF_y = 2321,8$	$SF_x = 1980,3$ $SF_y = 2248,9$	$SF_x = 1905,3$ $SF_y = 2277$
Gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$)	6249,9 kN	6870,9 kN	7504,83 kN

Faktor skala yang didapatkan untuk masing masing model gedung digunakan untuk pendefinisian *load case* spektrum respons di ETABS. Setelah penggunaan faktor skala pada pendefinisian beban dinamik yang digunakan pada masing masing gedung, gaya geser dinamik untuk ketiga model gedung memenuhi syarat.

2.8.6 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Setelah dilakukan analisis respon spektrum pada ketiga model analisis, selanjutnya dilakukan pengecekan simpangan antar tingkat untuk mengukur tingkat kinerja struktur dan memastikan simpangan yang terjadi pada model struktur tidak melebihi batasan simpangan yang diizinkan pada SNI 1726:2019. Dengan sistem struktur yang digunakan seperti pada Subbab 1.6.1 digunakan simpangan tingkat antar izin adalah 0,02 dari tinggi lantai. Untuk rangka pemikul momen pada struktur yang didesain dengan kategori seismik D, batas simpangan izin yang digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sehingga batas simpangan antar lantai izin pada ketiga model struktur adalah 0,0154 dari tinggi lantai. Pada **Tabel 26, 27, dan 28**.

Tabel 26. Simpangan antar lantai gedung 8 lantai

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
8	47,218	52,612	2,640	3,282	3500	14,520	18,051	53,846	OK
7	44,578	49,330	4,049	4,758	3500	22,270	26,169	53,846	OK
6	40,529	44,572	5,590	6,390	3500	30,745	35,145	53,846	OK
5	34,939	38,182	6,977	7,853	3500	38,374	43,192	53,846	OK
4	27,962	30,329	8,032	8,928	3500	44,176	49,104	53,846	OK
3	19,930	21,401	8,470	9,273	3500	46,585	51,002	53,846	OK
2	11,460	12,128	7,621	8,156	3500	41,916	44,858	53,846	OK
1	3,839	3,972	3,839	3,972	3500	21,115	21,846	53,846	OK

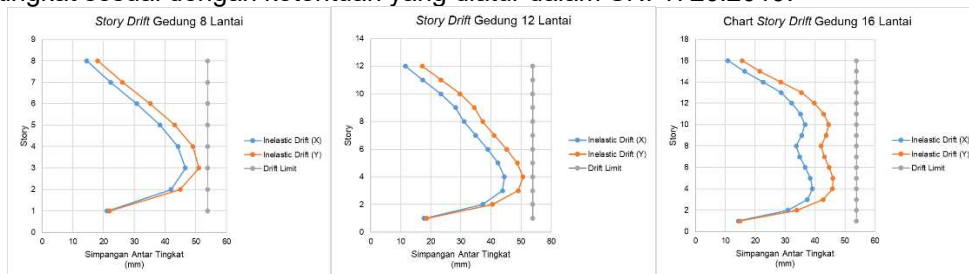
Tabel 27. Simpangan antar lantai gedung 12 lantai

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
12	67,416	79,203	2,101	3,125	3500	11,556	17,188	53,846	OK
11	65,315	76,078	3,145	4,252	3500	17,298	23,386	53,846	OK
10	62,170	71,826	4,239	5,405	3500	23,315	29,727	53,846	OK
9	57,931	66,421	5,128	6,266	3500	28,204	34,463	53,846	OK
8	52,803	60,155	5,647	6,767	3500	31,059	37,219	53,846	OK
7	47,156	53,388	6,350	7,475	3500	34,925	41,113	53,846	OK
6	40,806	45,913	7,068	8,221	3500	38,874	45,216	53,846	OK
5	33,738	37,692	7,694	8,863	3500	42,317	48,747	53,846	OK
4	26,044	28,829	8,087	9,205	3500	44,479	50,628	53,846	OK
3	17,957	19,624	7,969	8,907	3500	43,830	48,989	53,846	OK
2	9,988	10,717	6,764	7,350	3500	37,202	40,425	53,846	OK
1	3,224	3,367	3,224	3,367	3500	17,732	18,519	53,846	OK

Tabel 28. Simpangan antar lantai gedung 16 lantai

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
16	87,880	106,451	1,978	2,839	3500	10,879	15,615	53,846	OK
15	85,902	103,612	2,982	3,924	3500	16,401	21,582	53,846	OK
14	82,920	99,688	4,107	5,186	3500	22,589	28,523	53,846	OK
13	78,813	94,502	5,203	6,441	3500	28,617	35,425	53,846	OK
12	73,610	88,061	5,859	7,240	3500	32,225	39,820	53,846	OK
11	67,751	80,821	6,378	7,799	3500	35,079	42,895	53,846	OK
10	61,373	73,022	6,658	8,102	3500	36,619	44,561	53,846	OK
9	54,715	64,920	6,461	7,944	3500	35,536	43,692	53,846	OK
8	48,254	56,976	6,123	7,653	3500	33,677	42,092	53,846	OK
7	42,131	49,323	6,344	7,845	3500	34,892	43,148	53,846	OK
6	35,787	41,478	6,678	8,135	3500	36,729	44,743	53,846	OK
5	29,109	33,343	6,983	8,363	3500	38,407	45,997	53,846	OK
4	22,126	24,980	7,106	8,334	3500	39,083	45,837	53,846	OK
3	15,020	16,646	6,802	7,759	3500	37,411	42,675	53,846	OK
2	8,218	8,887	5,612	6,164	3500	30,866	33,902	53,846	OK
1	2,606	2,723	2,606	2,723	3500	14,333	14,977	53,846	OK

Setiap model gedung yang dilakukan analisis memenuhi batas simpangan antar tingkat sesuai dengan ketentuan yang diatur dalam SNI 1726:2019.



Gambar 34. Grafik Simpangan Antar Lantai

Sumber: Dokumen Pribadi

2.8.7 Pengecekan Pengaruh P-delta

Dari pengujian model gedung dengan analisis respon spektrum didapatkan data untuk pengecekan P-delta pada **Tabel 29, 30 dan 31**. Dari data dan perhitungan yang didapatkan batas stabilitas struktur dengan nilai 0,0909.

Tabel 29. Pengecekan pengaruh P-delta gedung 8 lantai

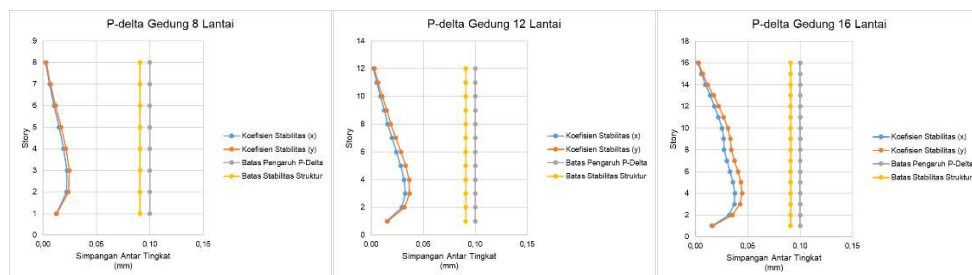
Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_x	θ_y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
8	14,520	18,051	4430,76	1300,23	1388,37	3500	0,0026	0,0030	0,1	0,0909	OK
7	22,270	26,169	13978,68	2578,92	2666,45	3500	0,0063	0,0071	0,1	0,0909	OK
6	30,745	35,145	23526,60	3570,98	3618,61	3500	0,0105	0,0119	0,1	0,0909	OK
5	38,374	43,192	33074,52	4374,45	4372,90	3500	0,0151	0,0170	0,1	0,0909	OK
4	44,176	49,104	42622,44	5052,82	5021,14	3500	0,0194	0,0217	0,1	0,0909	OK
3	46,585	51,002	52170,36	5620,49	5585,81	3500	0,0225	0,0247	0,1	0,0909	OK
2	41,916	44,858	61718,28	6048,58	6032,31	3500	0,0222	0,0238	0,1	0,0909	OK
1	21,115	21,846	71266,20	6249,91	6249,90	3500	0,0125	0,0129	0,1	0,0909	OK

Tabel 30. Pengecekan pengaruh P-delta gedung 12 lantai

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
12	11,556	17,188	4386,28	1108,46	1246,84	3500	0,0024	0,0031	0,1	0,0909	OK
11	17,298	23,386	13270,72	2207,98	2391,43	3500	0,0054	0,0067	0,1	0,0909	OK
10	23,315	29,727	22155,16	3002,84	3155,77	3500	0,0089	0,0108	0,1	0,0909	OK
9	28,204	34,463	31039,60	3607,13	3703,42	3500	0,0126	0,0150	0,1	0,0909	OK
8	31,059	37,219	40710,71	4140,02	4164,91	3500	0,0159	0,0189	0,1	0,0909	OK
7	34,925	41,113	50777,23	4608,79	4567,61	3500	0,0200	0,0237	0,1	0,0909	OK
6	38,874	45,216	60843,75	5056,34	4974,59	3500	0,0243	0,0287	0,1	0,0909	OK
5	42,317	48,747	70910,27	5498,90	5402,64	3500	0,0283	0,0332	0,1	0,0909	OK
4	44,479	50,628	80976,79	5922,76	5835,90	3500	0,0316	0,0365	0,1	0,0909	OK
3	43,830	48,989	91043,31	6318,73	6265,95	3500	0,0328	0,0370	0,1	0,0909	OK
2	37,202	40,425	101109,83	6624,17	6609,13	3500	0,0295	0,0321	0,1	0,0909	OK
1	17,732	18,519	111176,34	6747,64	6747,64	3500	0,0152	0,0159	0,1	0,0909	OK

Tabel 31. Pengecekan pengaruh P-delta gedung 16 lantai

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
16	10,879	15,615	4386,28	972,91	1091,85	3500	0,0025	0,0033	0,1	0,0909	OK
15	16,401	21,582	13896,78	2046,47	2203,14	3500	0,0058	0,0071	0,1	0,0909	OK
14	22,589	28,523	23407,27	2840,32	2948,85	3500	0,0097	0,0118	0,1	0,0909	OK
13	28,617	35,425	32917,77	3429,76	3470,52	3500	0,0143	0,0175	0,1	0,0909	OK
12	32,225	39,820	42403,65	3913,34	3911,88	3500	0,0181	0,0224	0,1	0,0909	OK
11	35,079	42,895	52284,93	4320,46	4300,18	3500	0,0221	0,0271	0,1	0,0909	OK
10	36,619	44,561	62166,21	4646,95	4620,23	3500	0,0254	0,0311	0,1	0,0909	OK
9	35,536	43,692	72047,50	4931,30	4906,67	3500	0,0270	0,0333	0,1	0,0909	OK
8	33,677	42,092	82322,24	5252,99	5231,48	3500	0,0274	0,0344	0,1	0,0909	OK
7	34,892	43,148	93041,82	5612,64	5579,64	3500	0,0300	0,0374	0,1	0,0909	OK
6	36,729	44,743	103761,39	5980,95	5922,91	3500	0,0331	0,0407	0,1	0,0909	OK
5	38,407	45,997	114480,97	6354,35	6279,10	3500	0,0359	0,0436	0,1	0,0909	OK
4	39,083	45,837	125200,54	6731,89	6666,44	3500	0,0378	0,0447	0,1	0,0909	OK
3	37,411	42,675	135920,12	7074,47	7039,31	3500	0,0373	0,0428	0,1	0,0909	OK
2	30,866	33,902	146639,70	7309,01	7300,31	3500	0,0322	0,0354	0,1	0,0909	OK
1	14,333	14,977	157359,27	7393,84	7393,81	3500	0,0158	0,0166	0,1	0,0909	OK



Gambar 35. Grafik Pengaruh P-Delta

Sumber: Dokumen Pribadi

2.9 Analisis Non-linear Time History

Analisis non-linear time history yang dilakukan pada perangkat ETABS yang dilakukan merupakan metode inti dalam penelitian ini. Metode ini digunakan karena merupakan satu-satunya analisis yang mampu menangkap perilaku struktur

yang sesungguhnya saat terjadinya gempa. Fenomena seperti inelastisitas material dan geometrik adalah perilaku non-linear yang tidak dapat dimodelkan secara akurat menggunakan metode analisis linear seperti statik ekuivalen atau spektrum respons.

Untuk analisis ini digunakan tipe Solusi integrasi langsung (*Direct Integration*). Metode ini dipilih karena kemampuannya untuk menyelesaikan persamaan gerak langkah demi langkah tanpa penyederhanaan modal. Sebelum dijalankannya analisis ini terdapat beberapa properti yang perlu didefinisikan pada ETABS.

2.9.1 Data Gerakan Tanah

Sesuai dengan tujuan penelitian untuk menguji respons struktur pada berbagai skenario seismik, tiga rekaman gempa historis dipilih berdasarkan karakteristiknya yang unik dan fundamental, yang telah diakui secara luas dalam literatur rekayasa gempa. Pemilihan yang beragam ini bertujuan untuk menginvestigasi sensitivitas fenomena tumbukan terhadap tipe guncangan yang berbeda. Seluruh data mentah diperoleh dari basis data publik PEER Ground Motion Database dan Natural Hazard Risk and Resiliency Research Center (NHR3) Web Portal.

1. Gempa Northridge



Gambar 36. Lokasi Episentrum Gempa Northridge 1994

Sumber: (Todd dkk, 1994)

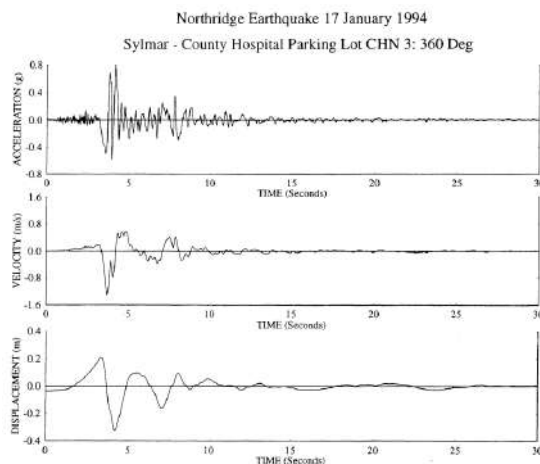
Gempa Northridge merupakan gempa yang terjadi Negara Bagian California, Amerika Serikat pada 17 Januari 1994. Gempa ini berpusat di Kawasan

Northridge sekitar 30 kilometer di barat laut Kota Los Angeles dan berkekuatan 6,8 magnitudo. Episentrum gempa yang berada di dekat area pinggiran kota ini menjadi salah satu bencana alam yang menimbulkan kerugian paling besar di Amerika Serikat (Todd dkk 1994).

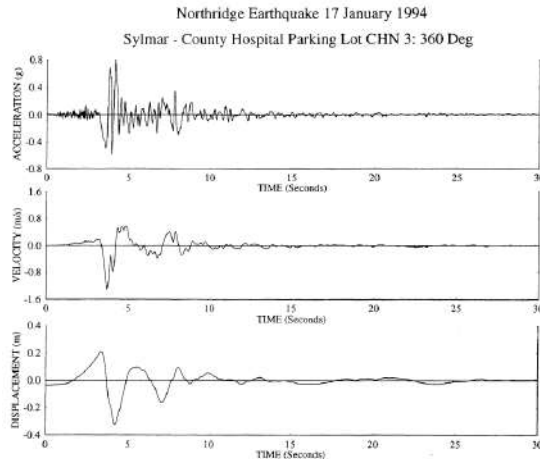
Tabel 32. Profil Gempa Northridge

Gempa Northridge	
Stasiun Rekaman	Sylmar Converter Station
Lokasi	California, Amerika Serikat (34°12' LU - 118°32')
Kekuatan Gempa	6,7 Magnitudo
Kedalaman	15 – 20 km
Karakteristik	Gempa frekuensi tinggi

Selama terjadinya gempa ini tercatat ratusan rekaman gempa dipicu dengan 11 diantaranya memiliki percepatan tanah horizontal puncak melebihi 0,25g. Pada stasiun rekaman di Sylmar yang berada di jarak 15 km dari episentrum, *spectral acceleration* untuk arah utara – selatan melebihi spektrum desain di seluruh rentang periode dengan puncak signifikan sekitar 2,5 kali dari nilai desain terjadi pada periode 0,3 hingga 0,5 detik. *Peak horizontal acceleration* yang terekam pada Lokasi ini adalah 0,91g. (Todd dkk 1994).



Gambar 37. North-south component of the acceleration, velocity and displacement
Sumber: (Norton dkk, 1994)

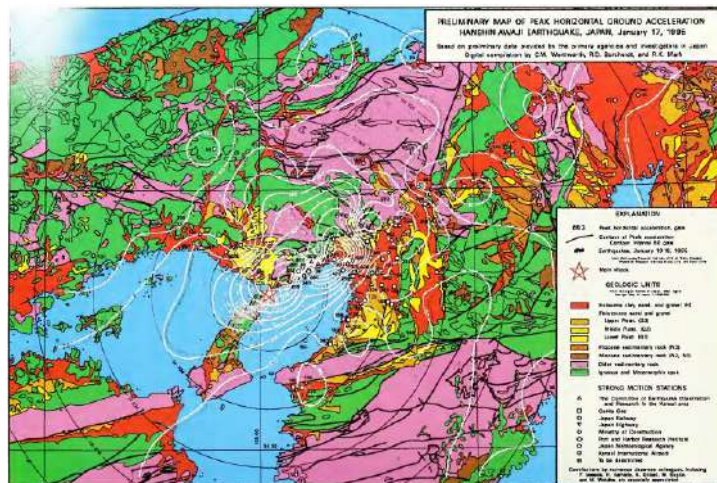


Gambar 38. *Response spectra, 5 percent damping, county hospital parking lot, Sylmar.*

Sumber: (Todd dkk, 1994)

Meskipun tidak termasuk dalam kategori gempa besar dalam skala magnitudonya, gempa northridge tetap memberikan dampak yang signifikan terhadap infrastruktur di area sekitar terjadinya gempa. Rekaman gempa ini dipilih karena dapat merepresentasikan gempa dengan konten frekuensi tinggi yang dominan dan percepatan puncak yang sangat besar. Karakteristik yang cepat dan kasar ini menjadi variabel yang sangat efektif untuk menguji struktur dengan periode alami pendek yaitu gedung gedung rendah hingga menengah dan dapat memunculkan respons modus getar yang lebih tinggi (Todd dkk 1994).

2. Gempa Kobe (Hyogo-Ken Nanbu)



Gambar 39. *Preliminary Map of Peak Horizontal Ground Acceleration.*

Sumber: (NIST Special Publication 901, 1996)

Gempa Hyogo-Ken Nanbu atau gempa kobe adalah gempa yang terjadi di Jepang tepatnya di Kota Kobe, wilayah barat laut, utara, dan timur laut Teluk Osaka, Jepang. Gempa yang terjadi pada 17 Januari 1995 ini menjadi salah satu gempa yang menimbulkan kerugian yang signifikan dengan lebih dari 6400 meninggal dunia dan lebih dari 150.000 bangunan hancur. Dengan kekuatan gempa setara 7,0 Magnitudo, Kota Kobe dan kota-kota sekitarnya mengalami kerusakan parah diperkirakan karena adanya pergerakan tanah yang kuat pada lokasi tersebut. Gerakan tanah di lokasi terjadinya gempa dicirikan dengan adanya dua pulse besar karena dua patahan besar di bawah Akashi dan Kobe dan adanya Forward rupture directivity (Kamae dan Irikura, 1998).

Tabel 33. Profil Gempa Kobe (Hyogo-Ken Nanbu)

Gempa Kobe (Hyogo-Ken Nanbu)	
Stasiun Rekaman	JMA Kobe
Lokasi	Kobe City, Jepang (34°35'N 135°04'E)
Kekuatan Gempa	7,0 Magnitudo
Kedalaman	17.6 km
Karakteristik	<i>near-fault</i> (dekat sesar)

Data pergerakan kuat dari gempa ini memberikan serangkaian pengukuran getaran hebat di dekat lokasi sumber gempa sangat signifikan. Pengukuran di sepuluh lokasi menunjukkan bahwa puncak guncangan tanah sama dengan atau lebih dari 0,5 g dan mencapai lebih dari 0,8 g di dua lokasi.

Comparison of Peak Amplitudes of the Synthesized Motions
and Those of the Observed Ones

Station	Observed				Synthetic				Synthetic/Observed			
	Acceleration (cm/sec ²)		Velocity (cm/sec)		Acceleration (cm/sec ²)		Velocity (cm/sec)		Acceleration (cm/sec ²)		Velocity (cm/sec)	
	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W
KBU	270.3	303.0	52.7	32.0	311.8	266.3	51.8	31.8	1.15	0.88	0.98	0.99
MOT*	—	—	48.1	75.0	839.9	647.6	43.3	68.0	—	—	0.90	0.91
AMG*	—	—	40.9	53.5	202.3	260.4	28.1	49.3	—	—	0.69	0.92
SAK	149.7	121.1	14.2	13.0	364.6	302.4	16.5	10.8	2.44	2.50	1.16	0.83
TDO	287.7	186.4	24.2	15.0	413.6	279.1	17.4	19.7	1.44	1.50	0.72	1.31
KMT	219.2	164.8	13.9	13.3	185.8	134.9	14.1	7.1	0.85	0.82	1.01	0.53
CHI	88.7	109.2	5.0	4.2	75.2	93.0	3.3	3.6	0.85	0.85	0.66	0.86

Gambar 40. Perbandingan data stasiun rekaman di sekitar gempa Kobe.

Sumber: (Kamae dan Irikura, 1998)

Rekaman ini dipilih sebagai gambaran skenario near-fault (dekat sesar) yang paling penting. Ia memiliki ciri khas pulsa kecepatan (*velocity pulse*) yang sangat jelas dan impulsif. Hantaman energi yang sangat besar dalam satu arah ini cenderung mengakibatkan pergeseran struktur yang sangat besar dan mendadak, menjadikannya skenario terburuk untuk menguji keperluan jarak pemisahan demi menghindari *pounding*.

3. Gempa Mexico City

Gempa Mexico City merupakan gempa yang terjadi pada tanggal 19 September 1985. Gempa ini memiliki kekuatan gempa setara 8,1 magnitudo, memiliki dampak yang cukup serius mengakibatkan 9.500 orang meninggal dunia dan 412 bangunan roboh serta 3.200 lainnya rusak parah. Gempa Mexico City ini memiliki karakteristik yang cukup unik karena respons spectra dan desain spectra berbentuk segitiga dengan respons maksimum terjadi pada periode getar 2 detik.

Tabel 34. Profil Gempa Mexico City

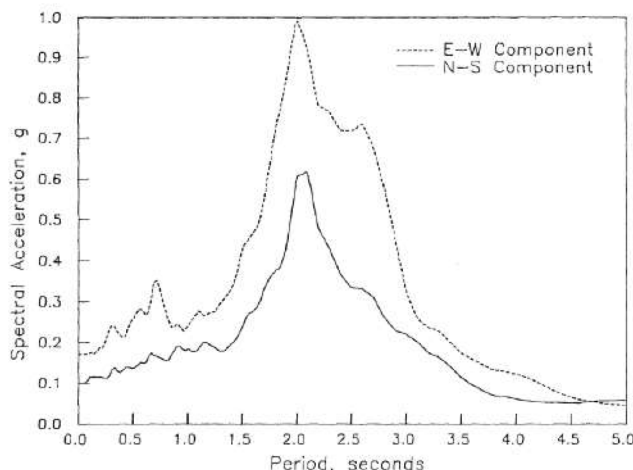
Gempa Mexico City	
Stasiun Rekaman	SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes)
Lokasi	Mexico City, Mexico (34°35'N 135°04'E)
Kekuatan Gempa	8,1
Kedalaman	20 km
Klasifikasi Karakteristik	frekuensi rendah dan durasi panjang

Salah satu hal yang menyebabkan gempa ini menjadi salah satu gempa dengan dampak kerusakan yang besar adalah kondisi tanah di Mexico City. Kota yang terletak di tepi danau purba dengan kondisi tanah di bagian barat kota dilapisi oleh batuan dan endapan tanah keras, sedangkan di bagian timur kota terletak di

atas endapan lempung lunak yang mengisi dasar danau sebelumnya. Endapan lempung lunak di daerah dasar danau memiliki kecepatan gelombang geser antara 40 hingga 90m/detik dilapisi dengan lapisan keras dengan kecepatan gelombang geser sekitar 500m/detik sehingga pada batas ini terjadi perubahan kecepatan gelombang yang signifikan (Bolton Dkk, 1987).

Mayoritas struktur yang mengalami kerusakan parah akibat gempa ini berada pada zona yang memiliki kedalaman lapisan keras berkisar antara 26 hingga 44 meter dengan kerusakan parah terjadi pada struktur dengan ketinggian lantai berkisar 6 hingga 18 lantai. Lokasi stasiun rekaman yang dipilih dalam data penelitian ini adalah Lokasi gedung Secretaría de Comunicaciones y Transportes yang berada area endapan lempung dekat batas selatan pada area kerusakan berat (Bolton Dkk, 1987).

Pada stasiun rekaman ini terjadi amplifikasi Gerakan yang signifikan oleh endapan lempung lunak dengan peak ground acceleration yaitu sekitar 0,17g peak spectral acceleration untuk radaman 5% adalah 1.0 g pada periode 2 detik. (Bolton Dkk, 1987).



Gambar 41. *Acceleration Response Spectra For Ground Motions Recorded At SCT Site.*

Sumber: (Bolton Dkk, 1987)

Rekaman ini dipilih karena karakteristiknya yang unik, yaitu konten frekuensi rendah dan durasi yang sangat panjang. Guncangan gempa ini mengalami amplifikasi signifikan oleh lapisan tanah danau purba yang sangat lunak di Mexico City. Akibatnya, guncangan ini sangat efektif dalam menyebabkan resonansi pada struktur tinggi dan fleksibel (periode panjang). Pemilihannya relevan untuk menguji model gedung tertinggi dalam penelitian ini.

2.9.2 Peak Ground Acceleration

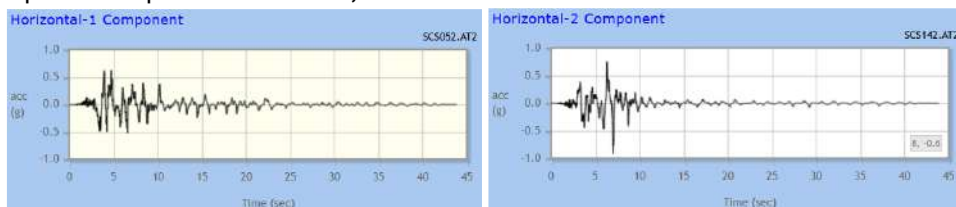
Salah satu data paling fundamental yang digunakan dari data gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah nilai percepatan tanah puncak atau peak ground acceleration (PGA). PGA mempresentasikan nilai percepatan maksimum

absolut yang terekam pada suatu Lokasi selama terjadinya gempa. Nilai ini penting untuk dicatat karena memberikan gambaran awal mengenai kekuatan guncangan gempa sebelum pengolahan lebih lanjut seperti *spectrum matching*. Nilai PGA hampir selalu berbeda untuk setiap komponen arah gempa, karena gerakan tanah merupakan fenomena tiga dimensi yang kompleks dan intensitasnya tidak seragam ke segala arah. Meskipun pada pembahasan sebelumnya telah disebutkan nilai PGA untuk masing-masing data gempa yang digunakan berdasarkan literatur yang tersedia. Pada **Tabel 35** nilai PGA yang digunakan merupakan nilai dari data yang diunduh dari basis data publik PEER Ground Motion Database dan Natural Hazard Risk and Resiliency Research Center (NHR3) Web Portal.

Tabel 35. Nilai PGA rekaman

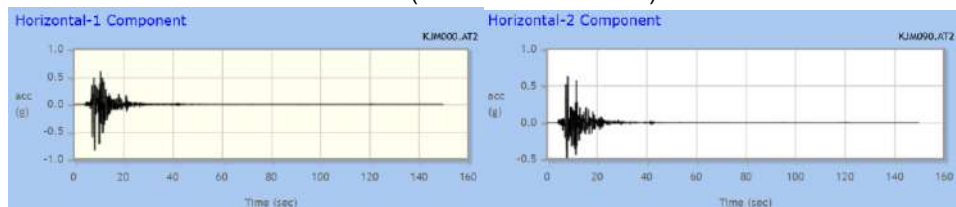
Parameter	Northridge	Kobe	Mexico City
Stasiun Rekaman	Sylmar – Converter Sta	KJMA	SCT B-1
PGA arah-X (g)	0,622	0,834	0,170
PGA arah-Y (g)	0,923	0,629	0,100
<i>Number of Points (NPTS)</i>	8773	7500	36001
<i>Delta Time</i>	0,005	0,02	0,005

Berdasarkan data tersebut, masing-masing website menampilkan sebuah grafik yang menggambarkan akselerasi selama proses gempa terjadi. Hal tersebut dapat dilihat pada **Gambar 42, 43** dan **44**.



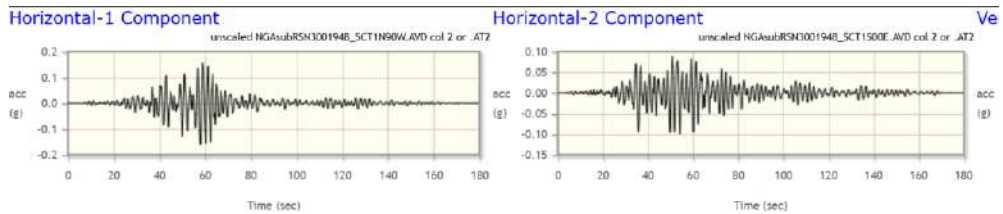
Gambar 42. Grafik Akselerasi Gempa Northridge

Sumber: (PEER Ground Motion)



Gambar 43. Grafik Akselerasi Gempa Kobe

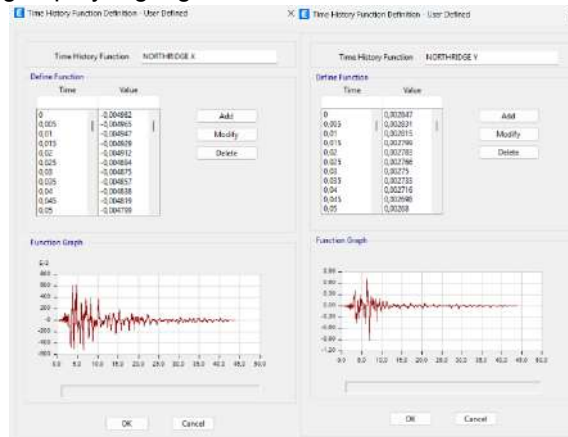
Sumber: (PEER Ground Motion)



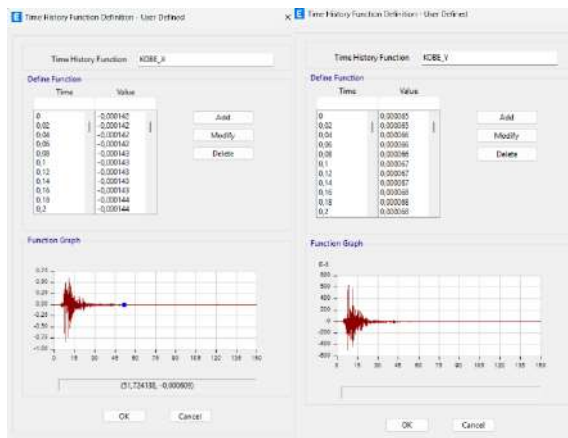
Gambar 44. Grafik Akselerasi Gempa Mexico City
Sumber: (NHR3)

2.9.3 Input Data Gempa Time History

Ketiga data gempa yang telah diunduh dari kedua sumber gempa yang dibahas sebelumnya selanjutnya diinput dalam ETABS. Data gempa yang diinput dari data eksternal selanjutnya dibaca oleh ETABS sebagai data Riwayat waktu percepatan yang akan digunakan sebagai beban. Dari data yang diunduh digunakan dua file data masing masing untuk rekaman gempa arah X dan arah Y pada ketiga data gempa yang digunakan.

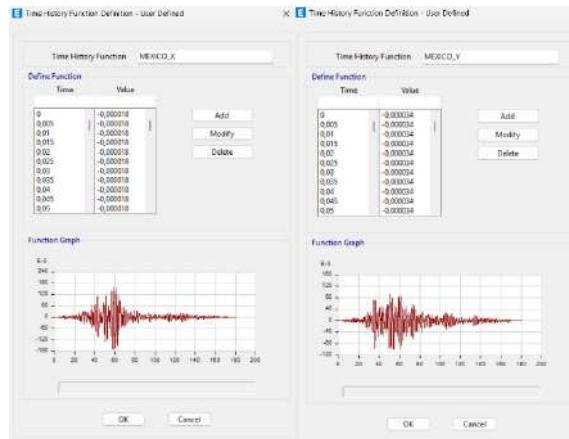


Gambar 45. Input data Gempa Northridge
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 46. Input data Gempa Kobe

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 47. Input data Gempa Mexico

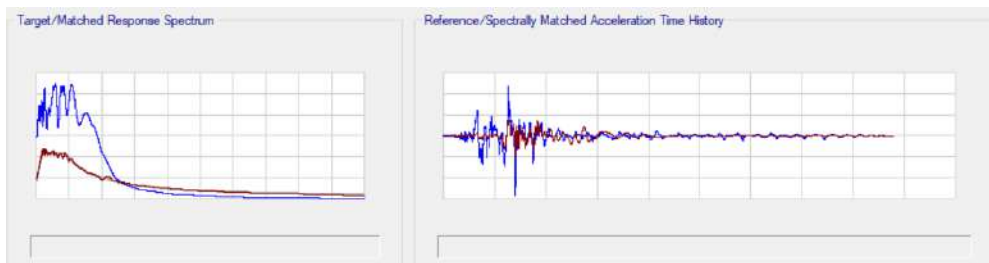
Sumber: Dokumen Pribadi

Setelah ketiga data gempa diinput dan diekstrak oleh ETABS secara otomatis, selanjutnya dilakukan matching terhadap data respon spektra dari lokasi yang telah dipilih sebelumnya. Adapun hasil matching yang dilakukan pada perangkat ETABS didapatkan data yang akan digunakan untuk *running* analisis sebagai data rekaman *time history*.



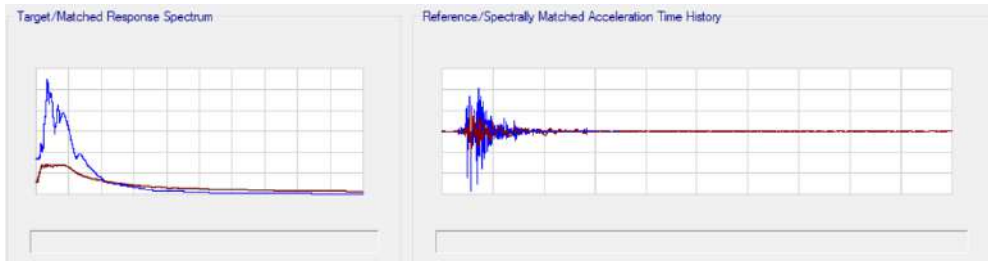
Gambar 48. Hasil Matching data Gempa Northridge Arah-X

Sumber: Dokumen Pribadi

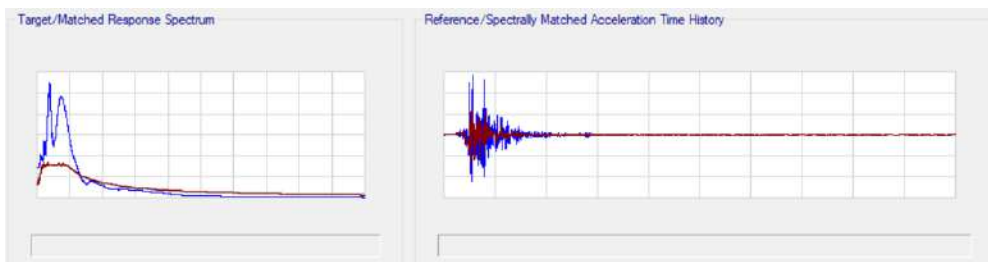


Gambar 49. Hasil Matching data Gempa Northridge Arah-Y

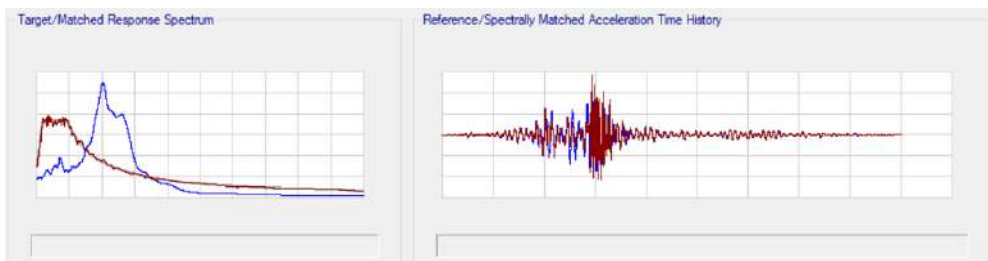
Sumber: Dokumen Pribadi



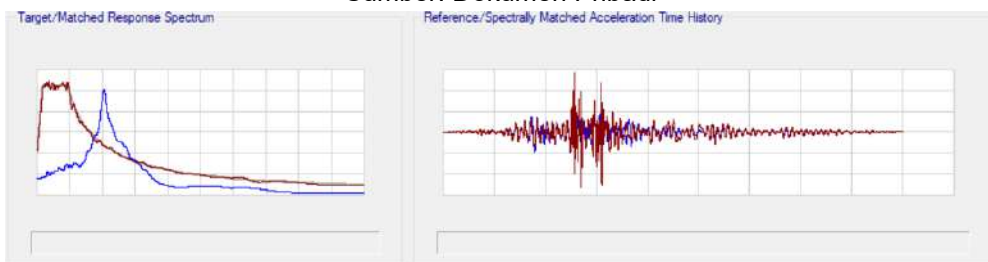
Gambar 50. Hasil Matching data Gempa Kobe Arah-X
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 51. Hasil Matching data Gempa Kobe Arah-Y
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 52. Hasil Matching data Gempa Mexico Arah-X
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 53. Hasil Matching data Gempa Mexico Arah-Y
Sumber: Dokumen Pribadi

Proses spectral matching dilakukan untuk menyesuaikan riwayat waktu gempa historis (time history) agar sesuai dengan target respons spektrum tanah lunak (SE) di lokasi penelitian. Perubahan nilai percepatan puncak tanah (Peak Ground Acceleration/PGA) merupakan indikator utama dari penyesuaian energi gempa tersebut. Pada **tabel 36** dapat dilihat bagaimana perbandingan nilai PGA sebelum dan sesudah dilakukannya spektral *matching*.

Tabel 36. Komparasi sebelum dan sesudah *matching*

Kasus Gempa	Sebelum Matched		Sesudah Matched	
	Time (Sec)	PGA (g)	Time (Sec)	PGA (g)
Northridge (arah-X)	4,710	0,623	3,910	0,407
Northridge (arah-Y)	6,995	-0,923	6,985	-0,311
KOBE (arah-X)	8,520	-0,834	8,840	0,271
KOBE (arah-Y)	8,440	0,630	7,800	-0,288
Mexico City (arah-X)	58,080	-0,170	58,850	0,270
Mexico City (arah-Y)	54,175	-0,100	51,270	0,279

Terjadi penyesuaian signifikan pada nilai PGA untuk memenuhi kriteria spektrum target. Gempa Northridge dan Kobe mengalami penurunan nilai PGA absolut setelah proses *matching*. Sebaliknya, gempa Mexico City mengalami peningkatan nilai PGA dari kisaran 0,10g - 0,17g menjadi kisaran 0,26g - 0,27g. Penyesuaian ini memastikan bahwa kandungan energi rekaman gempa historis setara dengan tingkat ancaman gempa rencana yang ditetapkan.

Setelah proses *matching* selesai, dilakukan identifikasi terhadap nilai puncak percepatan spektral (Pseudo Spectral Acceleration/PSA) dan periode dominan masing-masing rekaman gempa. Data ini krusial untuk memprediksi potensi resonansi pada struktur gedung.

Tabel 37. Periode dan Percepatan Puncak pada Respons *Spektrum Matched*

Arah	Keterangan	Northridge	Kobe	Mexico
Arah X	Periode	0,331131	0,331131	0,331131
	Percepatan	0,689593	0,698168	0,721039
Arah Y	Periode	0,331131	0,331131	0,363078
	Percepatan	0,752076	0,740709	0,707751

Berdasarkan hasil *matching*, periode dominan untuk ketiga gempa pada Arah X terkonsentrasi pada nilai **0,331131 detik**. Pada Arah Y, gempa Northridge dan Kobe mempertahankan periode dominan di 0,331131 detik, sedangkan gempa Mexico memiliki periode sedikit lebih panjang yaitu 0,363078 detik. Konsistensi periode puncak ini menunjukkan bahwa proses *matching* telah berhasil menyelaraskan kandungan energi utama gempa pada area periode pendek, yang kemudian akan dibandingkan dengan periode alami gedung pada tahap analisis respons struktur nantinya.

2.9.4 Pendefinisian Sendi Plastis

Dalam analisis non-linear riwayat waktu mengharuskan model struktur mampu mempresentasikan perilaku inelastis, yaitu lelehnya tulangan dan hancurnya beton. Dalam pemodelan yang dilakukan di ETABS, perilaku non-linear ini terkonsentrasi pada lokasi-lokasi diskrit yang disebut sendi plastis (*Plastic Hinge*).

Pendefinisian sendi plastis ini dilakukan pada elemen balok dan kolom menggunakan parameter kinerja yang ditentukan pada ASCE 41-17. Parameter ini

mendefinisikan kurva *backbone* dari elemen seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 54** untuk elemen balok dan **Gambar 55** untuk elemen kolom.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
				Performance Level				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V_u d}{F_{ud}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.010	0.025	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02		0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01		0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02		0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01		0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
		0.015	0.03		0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Gambar 54. Tabel penentuan parameter kinerja sendi plastis balok

Sumber: ASCE 41-17

Sesuai dengan gambar diatas, kurva *backbone* ditentukan oleh tiga parameter utama. Untuk parameter *a* merupakan rotasi plastis dari titik leleh (*Yield*) ke titik kekuatan puncak (*Ultimate*). Parameter *b* adalah rotasi plastis dari kekuatan punvak hingga titik kegagalan (*Failure*). Sedangkan parameter *c* adalah rasio kekuatan sisa (*Residual Strenght*) setelah kegagalan.

Untuk elemen balok, parameter sendi plastis yang mengacu pada Tabel 10-7 mengklasifikasikan perilaku balok berdasarkan mode kegagalan yang paling mungkin terjadi.

- *Condition i (Beams controled by flexure)* atau kondisi daktail adalah mode kegagalan yang diinginkan. Parameter *a*, *b*, dan *c* untuk kondisi ini ditentukan oleh dua faktor utama:
 1. Tingkat tegangan geser ($V_L/b_w d \sqrt{f'_{cE}}$) menunjukkan seberapa besar beban geser yang bekerja pada balok. Semakin rendah nilainya, semakin daktail perilakunya.
 2. Kualitas tulangan transversal yang dibedakan menjadi C (*Conforming*) yaitu sengkang memenuhi syarat seismik dan NC (*Non-conforming*) yang tidak memenuhi syarat. Balok dan sengkang C memiliki daktalitas (nilai *a* dan *b*) jauh lebih besar.
- *Condition ii, iii, iv (Beams controled by shear, etc)* merupakan mode kegagalan getas yang harus dihindari, seperti kegagalan geser, kegagalan sambungan atau penyaluran join.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318			
Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a $a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{CE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{YE}}{V_{COLE}} \right) \geq 0.0$ ≤ 0.005 $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{CE}}} - 0.01 \geq a^*$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{CE}} \geq 0.0$	0.15 a	0.5 b^b	0.7 b^b
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c $a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$ $b = \left(0.012 - 0.065 \frac{N_{UD}}{A_g f_{CE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06 $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5 b	0.7 b

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.
 V_{YE}/V_{COLE} shall not be taken as less than 0.2.
 N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.
^a b shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{CE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{CE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{CE}) = 0.7$ but shall not be smaller than a .
^b $N_{UD}/(A_g f_{CE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.
^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.
^d a for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.
^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Gambar 55. Tabel penentuan parameter kinerja sendi plastis kolom

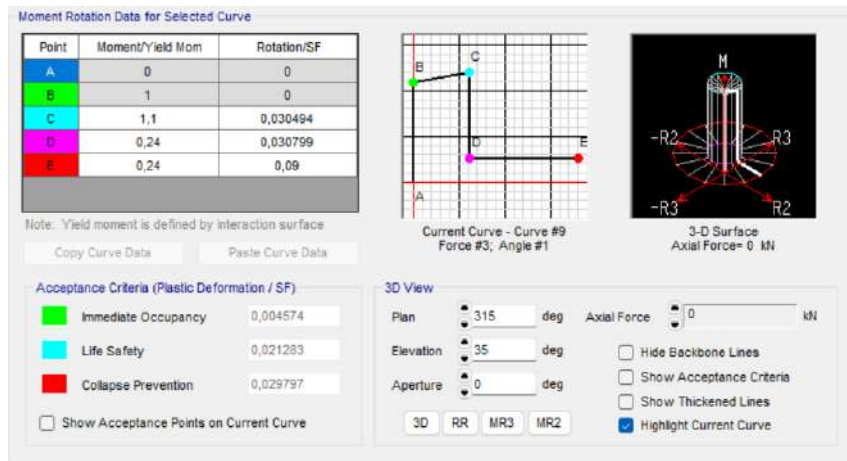
Sumber: ASCE 41-17

Untuk elemen kolom, parameter sendi plastis mengacu pada Tabel 10-8. Di ETABS, ini dimodelkan sebagai sendi Aksial-Momen-Momen (Sendi P-M2-M3), karena kinerjanya sangat dipengaruhi oleh beban aksial yang bekerja. Sama seperti balok, tabel 10-8 ASE 41-17 memisahkan antara kolom daktail dan getas.

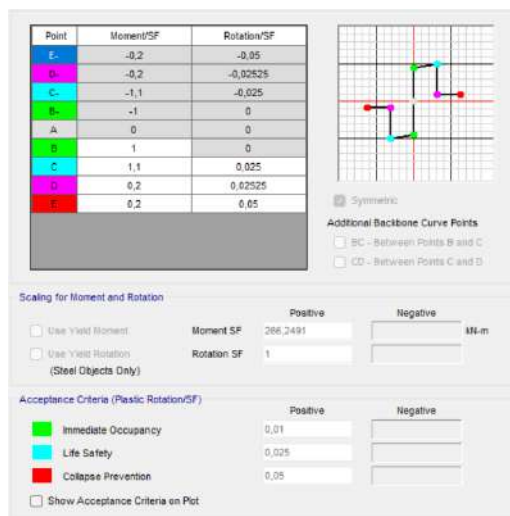
- Columns "not controlled by" inadequate development atau perilaku (Daktail) Ini adalah kolom yang kegagalannya diatur oleh lentur. Parameter a , b , dan c untuk kolom daktail sangat dipengaruhi oleh:
 - Rasio Beban Aksial ($N_{UD}/A_g f'_{CE}$) Ini adalah faktor paling dominan. Semakin tinggi beban aksial, daktilitas kolom akan semakin rendah (nilai a dan b menurun drastis).
 - Rasio Tulangan Senggang ($\rho_t f'_{CE}/f'_{CE}$) adalah Menunjukkan tingkat kekangan (confinement) pada inti beton. Semakin banyak sengkang, semakin daktail
- Columns "controlled by" inadequate development adalah kolom yang kegagalannya diatur oleh kegagalan geser atau sambungan lewatan yang buruk. Kolom memiliki parameter $a = 0,0$ yang menunjukkan perilaku sangat getas.

Dalam pemodelan sendi plastis, ETABS secara otomatis melakukan perhitungan dan sinkroniasi terhadap masing-masing elemen balok dan kolom yang telah didefinisikan dengan parameter yang ada pada tabel 10-7 dan 10-8 pada ASCE 41-17 sehingga untuk pendefinisian sendi plastis untuk kolom dan

balok yang dilakukan pada masing masing model gedung seperti pada **Gambar 56** dan **57**.



Gambar 56. Parameter kinerja sendi plastis kolom ETABS
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 57. Parameter kinerja sendi plastis balok ETABS
Sumber: Dokumen Pribadi

2.9.5 Running Analysis

Setelah semua properti non-linear didefinisikan dan kasus beban (Load Cases) diatur, langkah terakhir adalah menjalankan analisis. Tipe solusi yang dipilih untuk Load Case riwayat waktu adalah Nonlinear Direct Integration. Sebagaimana telah dijelaskan, metode ini dipilih karena merupakan pendekatan yang paling andal dan akurat untuk menyelesaikan persamaan gerak pada sistem yang memiliki non-linearitas kompleks seperti sendi plastis. Metode ini mengevaluasi respons struktur secara langkah demi langkah sepanjang durasi gempa tanpa penyederhanaan, sehingga mampu menangkap semua detail perilaku inelastis secara presisi.

Pada **Tabel 38** proses analisis yang berbeda dijalankan untuk setiap model struktur dan masing-masing tiga data gempa sehingga terdapat total sembilan analisis yang dijalankan pada penelitian ini. Dari kesembilan simulasi ini nantinya akan didapatkan data berupa perpindahan maksimum untuk kebutuhan jarak dilatasi, serta evaluasi kinerja masing-masing model struktur terhadap rekaman gempa yang diberikan.

Tabel 38. Matriks Simulasi NLTHA

Model Gedung	Gempa 1 (Northridge)	Gempa 2 (Kobe)	Gempa 3 (Mexico City)
8 Lantai	Simulasi #1	Simulasi #2	Simulasi #3
12 Lantai	Simulasi #4	Simulasi #5	Simulasi #6
16 Lantai	Simulasi #7	Simulasi #8	Simulasi #9

Data yang didapatkan dari kesembilan analisis tersebut selanjutnya akan diolah untuk mendapatkan hasil yang diinginkan sesuai dengan tujuan yang diharapkan pada penelitian ini.