

TUGAS AKHIR

**ANALISIS GEDUNG DENGAN PENGARUH
INTERAKSI TANAH DENGAN STRUKTUR
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

FADHILLAH KHAIRUL RIZAL
1507210071



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019**



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
Jl.Kapten Mukhtar Basri No.3 Medan 20238 Telp.(061) 6623301
Website: <http://www.umsu.ac.id> Email: rektor@umsu.ac.id

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Fadhillah Khairul Rizal

NPM : 1507210071

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi: Analisis Gedung Dengan Pengaruh Interaksi Tanah dengan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 22 Maret 2019

Pembimbing I

Tondi Amirsyah Putera P, S.T, M.T

Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, MSc

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Fadhillah Khairul Rizal

NPM : 1507210071

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Gedung Dengan Pengaruh Interaksi Tanah Dengan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, April 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Bambang Hadibroto, ST, MT



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Fadhillah Khairul Rizal

Tempat /Tanggal Lahir : Medan / 20 September 1995

NPM : 1507210071

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Analisis Gedung Dengan Pengaruh Interaksi Tanah Dengan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)”,

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/ kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, April 2019

Saya yang menyatakan,



Fadhillah Khairul Rizal

ANALISIS GEDUNG DENGAN PENGARUH INTERAKSI TANAH DENGAN STRUKTUR SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

Fadhillah Khairul Rizal

1507210071

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc

Pada umumnya, perencanaan sebuah struktur dengan alat bantu program analisa struktur didesain sebagai struktur dengan perletakan jepit, dimana hal tersebut sebenarnya tidak relevan dengan keadaan sebenarnya, dimana terdapat pengaruh interaksi struktur tanah yang mampu mempengaruhi kinerja dari struktur tersebut apabila mengalami gaya lateral. Tidak ada metode yang paling benar dalam memodelkan pengaruh interaksi struktur tanah, namun NISC GCR 12-917-21 merekomendasikan beberapa model antara lain adalah model *spring*. Dalam tugas akhir ini membahas mengenai pengaruh interaksi tanah struktur (SSI) pada struktur baja dengan menggunakan sistem SRPMK, dengan membandingkan 2 model struktur yang memiliki data perencanaan yang sama namun berbeda analisis pada struktur bawah. Digunakan perletakan jepit untuk struktur tanpa pengaruh interaksi tanah struktur (SSI) dan perletakan *spring* untuk struktur dengan pengaruh interaksi tanah struktur (SSI). Dalam tugas akhir ini terdapat. Analisis yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain, dengan alat bantu Program Analisis Struktur. Berdasarkan hasil analisis dari kedua model, didapat waktu getar alami model 1 sebesar 1.602 detik, model 2 sebesar 1.9669 detik. Nilai perpindahan total model 1 sebesar 0.439 m, model 2 sebesar 0.204 m. Nilai gaya geser dasar model 1 sebesar 3713.92 kN, model 2 sebesar 4074.53 kN. Dari hasil analisis kedua model tersebut menunjukkan bahwa nilai waktu getar alami struktur lebih besar daripada tanpa SSI, nilai perpindahan total struktur lebih kecil daripada tanpa SSI, dan gaya geser dasar struktur lebih besar tanpa SSI. Untuk hasil analisis yang lebih detail mengenai pengaruh interaksi tanah struktur disarankan untuk memodelkannya dalam model perletakan *spring*.

Kata kunci: Interaksi struktur tanah, SSI, model *spring*, model jepit, Respon Spektrum

ABSTRACT

BUILDING ANALYSIS WITH THE EFFECT OF SOIL INTERACTION STRUCTURE OF SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM (SRPMK)

Fadhillah Khairul Rizal

1507210071

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc

In general, designing a structure with the structure of analysis program was designed as a structure with fixed support which really isn't relevant to the situation in the actually, where there are effects of soil structures interaction that can affect the performance of the structure when receiving lateral forces. There is no method that is most true in the modeling the effects of soil structure interaction, but the NISC GCR 12-917-21 recommends some models include models of spring. In this final project discusses the effect of structure soil interaction (SSI) on steel structures with using SRPMK system, by comparing the two model structures that have the same planning data but different analysis on the substructure. Using fixed support for the structure without the effect of structure soil interaction (SSI) and using spring support for the structure with effects of soil structure interaction (SSI). In this final project the analysis used is Response Spectrum as the design stage with the structure of analysis program. Based on the results of the analysis of both models, the natural vibration time is 1.602 s, model 2 is 1.9669 s. The result of the total displacement of model 1 is 0.439 m, model 2 is 0.204 m. The result of the base shear of model 1 is 3713.92 kN, model 2 is 4074.53 kN. Based on the results of the analysis of both models show that the value of natural vibration time greater than without SSI, The result of the total displacement less than without SSI, and The result of the base shear greater than without SSI. For more details on analyst effects soil structure interaction recommended for designed as a structure with spring support.

Keywords: soil structures interaction, SSI, spring models. fixed model, Response spectrum

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis Gedung Dengan Pengaruh Interaksi Tanah Dengan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.


Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT, selaku Dosen Pembimbing II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Mahyuldin, dan Saniah, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
9. Sahabat-sahabat penulis:, Muhammad Teguh Restu Adji, Desi Liansa, Angga Edi Pratama, Rizky Juanda, Khairatul Husna, Teuku Yuan Rasuna dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.
10. Tunangan penulis, Nanda Eka Oktavia, yang telah memberikan dukungan dan semangat dalam penulisan tugas akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, April 2019


Fadhillah Khairul Rizal

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	li
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	lii
ABSTRAK	Iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	7
2.2. Teori Gempa	7
2.2.1. Konsep Dasar Mekanisme Gempa Bumi	8
2.2.2. <i>Ground Motion</i> (Pergerakan Tanah)	9
2.2.2.1. Gempa Dekat	9
2.2.2.1. Gempa Jauh	10
2.3. Struktur Baja	11
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen	12
2.5. Struktur Penahan Beban Gempa	14
2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa	14
2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	15
2.5.3. Konsep <i>Strong Column Weak Beam</i>	16

2.5.4. Jenis-Jenis Struktur Penahan Beban Gempa	17
2.6. Konsep Dasar Interaksi Struktur Tanah	18
2.6.1. Sasaran Interaksi Struktur Tanah	18
2.6.2. Model Analisa pada Interaksi Struktur Tanah	19
2.6.3. Interaksi Tanah dan Struktur Untuk Bangunan . Tahan Gempa	21
2.7. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI 1726:2012)	21
2.7.1. Gempa Rencana	21
2.7.2. Peta Wilayah Gempa	22
2.7.3. Klasifikasi Situs	23
2.7.4. Percepatan Tanah Puncak	24
2.7.5. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	24
2.7.6. Respon Spektrum	25
2.7.7. Kategori Desain Seismik	29
2.7.8. Struktur Penahan Beban Gempa	30
2.7.9. Perioda Alami Struktur	31
2.7.10 Perioda Bangunan Efektif	33
2.7.11 Gaya Geser Dasar Seismik	34
2.7.12 Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	35
2.7.13 Redaman Efektif	36
2.7.14 Beban Geser Ragam	36
2.7.15 Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	36
2.7.16 Simpangan Antar Lantai	39
2.7.17 Pengaruh P-Delta	41
2.7.18 Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	42
2.8. Kombinasi Pembebanan	43
2.9. Parameter Tanah	46
2.9.1. Jenis Tanah	46
2.9.2. Analisis Daya Dukung Tanah	47
2.9.3. Pemodelan Tanah Sebagai Tumpuan Elastis	49

2.10. Pemodelan Tanah dan Struktur	54
BAB 3 METODE PENELITIAN	
3.1. Umum	57
3.2. Pemodelan Struktur	58
3.2.1. Data Perencanaan Struktur	58
3.2.2. Konfigurasi Bangunan	58
3.2.3. Dimensi Kolom-Balok	59
3.2.4. Pemodelan Tanah	60
3.2.5. Analisis Pembebanan	60
3.2.6. Spektrum Respons Desain Gempa	61
3.2.7. Kombinasi Pembebanan	64
3.2.8. Analisis Respons Spektrum Ragam	65
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Tinjauan Umum	66
4.2. Hasil Analisis Model 1	66
4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	66
4.2.2. Berat Struktur	68
4.2.3. Gaya Geser Dasar Nominal	69
4.2.4. Koreksi Faktor Redundansi	71
4.2.5. Gaya Geser Lantai	72
4.2.6. Simpangan Antar Lantai	74
4.2.7. Pengaruh P-Delta	76
4.3. Hasil Analisis Model 2	77
4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	77
4.3.2. Berat Struktur	79
4.3.3. Gaya Geser Dasar Nominal	80
4.3.4. Koreksi Faktor Redundansi	83
4.3.5. Gaya Geser Lantai	84
4.3.6. Simpangan Antar Lantai	86
4.3.7. Pengaruh P-Delta	87
4.4. Perbandingan Hasil Analisis	89
4.4.1. Waktu Getar alami	89
4.4.2. <i>Displacement</i>	89

4.4.3. Gaya Geser Dasar	90
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
.1. Kesimpulan	91
5.2. Saran	92
DAFTAR PUSTAKA	93
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.2	Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.3	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya Untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.4	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.5	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.6	Koefisien Perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	29
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	29
Tabel 2.9	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	31
Tabel 2.10	Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.11	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.12	Nilai G/G_0 dan V_S/V_{S0}	33
Tabel 2.13	Simpangan antar lantai ijin (Δa)	41
Tabel 2.14	Jenis-jenis tanah	47
Tabel 2.15	Koefisien daya dukung dari Terzaghi	48
Tabel 2.16	Nilai Es berdasarkan jenis tanah	49

Tabel 2.17	Nilai Es berdasarkan nilai SPT dan Sondir	50
Tabel 2.18	Nilai <i>Poisson</i> untuk berbagai jenis tanah	51
Tabel 2.19	Harga perkiraan <i>modulus of subgrade reaction</i> (<i>ks</i>)	53
Tabel 3.1	Konfigurasi dan dimensi kolom-balok.	59
Tabel 3.2	Nilai <i>modulus of subgrade reaction</i> (<i>Ksv</i>).	60
Tabel 3.3	Berat sendiri bangunan dan komponen gedung	60
Tabel 3.4	Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai	61
Tabel 3.5	Respons spektrum desain gempa Manokwari dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	62
Tabel 3.6	Kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,872$ berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013	64
Tabel 4.1	Data hasil analisis ragam getar <i>output</i> program analisis Struktur model 1	66
Tabel 4.2	Data hasil selisih persentase analisis ragam getar model 1	67
Tabel 4.3	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan model 1	68
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen model 1	69
Tabel 4.5	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur model 1	70
Tabel 4.6	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur setelah revisi model 1	71
Tabel 4.7	Perbandingan gaya geser dasar static dan dinamik serta faktor skala model 1	71
Tabel 4.8	Koreksi story shear dengan 35 % base shear reduksi (ρ)1,0 model 1	71
Tabel 4.9	Nilai gaya geser pada setiap lantai model 1	72
Tabel 4.10	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 model 1	74
Tabel 4.11	Perhitungan P-Delta berdasarkan SNI 1726:2012 model 1	76

Tabel 4.12	Data hasil analisis ragam getar <i>output</i> program analisis struktur model 2	78
Tabel 4.13	Data hasil selisih persentase analisis ragam getar model 2	78
Tabel 4.14	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan model 2	79
Tabel 4.15	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen model 2	81
Tabel 4.16	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur model 2	81
Tabel 4.17	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur setelah revisi model 2	82
Tabel 4.18	Perbandingan gaya geser dasar static dan dinamik serta faktor skala model 2	83
Tabel 4.19	Koreksi story shear dengan 35 % base shear reduksi (ρ)1,0 model 2	83
Tabel 4.20	Nilai gaya geser pada setiap lantai model 2	84
Tabel 4.21	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012 model 2	86
Tabel 4.22	Perhitungan P-Delta berdasarkan SNI 1726:2012 model 2	87

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	<i>Ring of Fire</i>	1
Gambar 2.1	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik	9
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997)	10
Gambar 2.3	Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata	11
Gambar 2.4	Histeresis di sendi plastis yang stabil	13
Gambar 2.5	Macam-macam respon akibat beban siklik	14
Gambar 2.6	Balok-kolom struktur beton bertulang	16
Gambar 2.7	Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang	17
Gambar 2.8	Konfigurasi struktur dan tanah dalam kenyataan	20
Gambar 2.9	Model pendekatan interaksi tanah struktur	21
Gambar 2.10	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB	22
Gambar 2.11	Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	22
Gambar 2.12	Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	23
Gambar 2.13	Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan perioda	26
Gambar 2.14	Respon spektrum desain	29
Gambar 2.15	Penentuan simpangan antar lantai	39
Gambar 2.16	Penentuan modulus reaksi tanah dasar (k_s)	52
Gambar 2.17	Pemodelan tanah dan struktur	54
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	57
Gambar 3.2	Pemodelan Struktur : a) Perletakan Jepit dan b) Perletakan <i>Spring</i>	59

Gambar 3.3	Grafik respons spektrum desain gempa Kota Manokwari dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	63
Gambar 4.1	Diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang struktur berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen untuk model 1	74
Gambar 4.2	Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai untuk model 1	76
Gambar 4.3	Diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang struktur berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen untuk model 2	74
Gambar 4.4	Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai untuk model 2	87
Gambar 4.5	Diagram perbandingan perpindahan struktur setiap lantai	89
Gambar 4.6	Diagram perbandingan gaya geser dasar ekuivalen setiap lantai	90

DAFTAR NOTASI

B	=	$\frac{1}{2}$ ukuran lebar pondasi
C	=	Karbon
C_d	=	Faktor kuat lebih sistem
C_s	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan
c	=	Nilai kohesi tanah pada lapisan dasar pondasi yang ditinjau
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
E	=	Modulus elastisitas
E_h	=	Pengaruh beban seismik horizontal
E_s	=	Modulus elastisitas tanah
E_v	=	Pengaruh beban seismik vertikal
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
f	=	Frekuensi Struktur
F_a	=	Koefisien perioda pendek
F_e	=	Besi
F_v	=	Koefisien perioda 1,0 detik
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
G_o	=	Modulus geser rata-rata dari tanah di bawah pondasi pada tingkat regangan kecil
g	=	Percepatan gravitasi
\tilde{h}	=	Tinggi efektif struktur, 0.7 dari tinggi struktur
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
k	=	Kekakuan struktur pada kondisi dasar terjepit
K_s	=	Modulus reaksi tanah dasar
K_{sh}	=	Modulus reaksi tanah dasar arah horizontal
K_{sv}	=	Modulus reaksi tanah dasar arah vertikal
K_y	=	Kekakuan lateral pondasi
K_θ	=	Kekakuan rotasi pondasi
L	=	$\frac{1}{2}$ ukuran panjang pondasi

LL	=	Beban hidup
Lo	=	Beban hidup tanpa reduksi
M_{column}	=	Momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di <i>joint</i>
M_{beam}	=	Momen kapasitas 2 balok yang menumpu di <i>joint</i>
M_n	=	Mangan
P	=	Fosfor
PGA	=	Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan Pengaruh klasifikasi situs
Q_E	=	Pengaruh gaya seismic horizontal dari V
q	=	Tekanan tanah
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S	=	Sulfur
S_A	=	Batuan keras
S_B	=	Batuan
S_C	=	Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak
S_D	=	Tanah sedang
S_E	=	Tanah lunak
S_F	=	Tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti pasal 6.10.1 tentang analisa respon situs berdasarkan SNI 1726:2012
S_s	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_l	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{Ds}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{Dl}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

S_{MS}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
T	=	Perioda getar fundamental struktur
T	=	Perioda fundamental struktur efek SSI
$T_{a\ maksimum}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
V_{SO}	=	Kecepatan gelombang geser rata-rata dari tanah di bawah Pondasi pada tingkat regangan kecil
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_l	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
w_i	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
W_t	=	Berat total gedung
δ	=	Lendutan tanah
δ_x	=	Defleksi pusat massa ditingkat x
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
Ω_0^g	=	Faktor pembesaran defleksi
Δ	=	Simpangan antar lantai tingkat desain
β	=	Redaman kritis untuk sistem struktur pondasi
β_0	=	Faktor redaman pondasi
a	=	Simpangan antar lantai yang diijinkan
ρ	=	Faktor redudansi
θ_{max}	=	Koefisien stabilitas
\emptyset	=	Sudut geser pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau
τ	=	Tegangan geser tanah
γ	=	Berat jenis masing-masing lapisan tanah
σ	=	Tegangan normal masing-masing lapisan tanah
μ	=	<i>Poisson ratio</i>

DAFTAR SINGKATAN

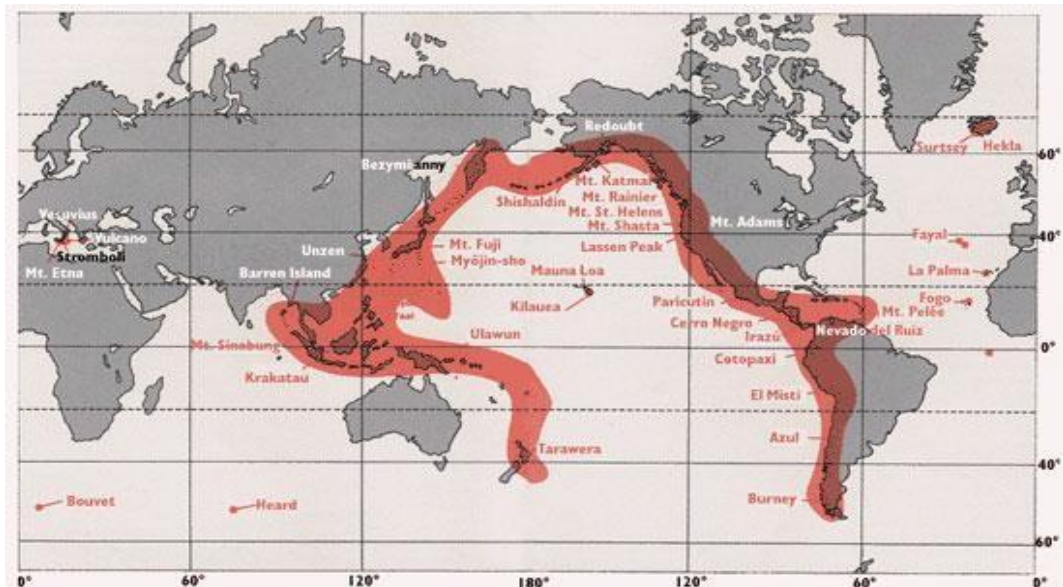
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
NLTHA	= <i>Non Linear Time History Analysis</i>
PBSD	= <i>Performance Based Seismic Design</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root Of The Sum Of Square</i>
SNI	= Standart Nasional Indonesia

BAB 1

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Indonesia merupakan Negara dengan potensi gempa yang sangat tinggi, hal ini dipengaruhi oleh letak geografis Indonesia yang terletak pada zona tektonik yang sangat aktif. Indonesia terletak dipertemuan 4 lempeng besar dunia. Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Eurasia pada bagian pantai barat Sumatera, pantai Selatan Jawa, dan terus melintasi Nusa Tenggara Timur dan Kepulauan Maluku. Lempeng Pasifik dan Lempeng Filipina di bagian Timur Kepulauan Maluku dan bagian Utara daerah kepala burung Papua. Di bagian terakhir ini adalah kawasan pusat pertemuan 4 lempeng besar dunia tersebut. Kondisi ini juga dikenal sebagai *Ring of Fire* seperti yang dapat dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1: *Ring of Fire*.

Maka dari itu, perencanaan struktur yang sangat matang amat sangat diperlukan, mengingat potensi bahaya yang mungkin bisa terjadi akibat adanya

kesalahan perencanaan yang kemungkinan besar dapat menimbulkan banyak korban jiwa.

Secara umum pada perencanaan struktur maupun pemodelan struktur suatu struktur menggunakan bantuan *software* komputer, perletakan dasar dari kolom diasumsikan sebagai tumpuan jepit yang kaku atau dengan tumpuan sendi yang dapat mengalami perputaran sudut pada level *sloof*. Hal tersebut menunjukkan bahwa struktur atas (*superstructure*) dianggap terpisah dengan struktur bawah (*substructure*) dalam hal ini pondasi dan tanah dasarnya, meskipun pada kenyataannya dua komponen tersebut merupakan sebuah sistem struktur utuh yang bekerja sama dalam menahan beban yang bekerja.

Pada tumpuan jepit jika diberikan gaya gempa, struktur bangunan akan berdeformasi tetapi tanah dianggap tidak mengalami pergerakan. Padahal dalam keadaan yang sebenarnya jika terjadi gempa selain terjadi deformasi struktur bangunan, tanah juga mengalami pergerakan. Pergerakan struktur akibat respon dari tanah ataupun sebaliknya yang saling mempengaruhi satu sama lain, disebut *soil structure interaction* (Smadi, 2015).

Dengan menggunakan pemodelan interaksi struktur dan tanah dapat diketahui pengaruh tanah terhadap struktur saat terjadi gempa. Dimana hal ini merupakan keadaan yang sebenarnya terjadi di lapangan, sehingga perencanaan sebaiknya meninjau aspek interaksi tanah dan struktur itu sendiri guna memperoleh data yang lebih kompeten dan detail mengenai struktur tersebut saat mengalami gaya gempa.

Seiring bertambahnya intensitas beban gempa, respons tanah sudah akan memasuki respons inelastik. Mengingat tanah mempunyai hubungan beban-deformasi yang sifatnya non-linier, maka pada beban yang besar respons struktur akan menjadi analisis non-linier inelastik. Salah satu metode yang menggambarkan hubungan regangan-tegangan pada media tanah adalah *Hysteretic Ramberg Osgood* (1943). Kondisi lapisan tanah akan sangat berbeda antara tanah bebas (*free field*) dan ketika terdapat bangunan di atasnya (*Buidling Mass Effect*). Massa bangunan akan berdampak pada bertambahnya kekakuan tanah sehingga secara teori respons dinamik yang dihasilkan akan berbeda. Perbedaan respons seperti ini perlu ditinjau lebih lanjut untuk memberikan informasi seberapa besar pengaruh bangunan terhadap respons dinamik tanah di bawahnya (Marasabessy & Widodo, 2019).

Banyak pertimbangan yang diperlukan dalam memodel sebuah gedung struktur, apabila model dibuat apa adanya dan sesuai dengan yang ada di

lapangan, pengerjaannya akan lebih rumit karena dibutuhkan ketelitian dalam pengambilan nilai-nilai yang akan digunakan dalam model tersebut. Selain itu lamanya waktu *running time* saat analisis menjadi kendala apalagi jika bangunan merupakan gedung bertingkat dan memiliki kompleksitas yang tinggi. Namun hasil yang didapat tentunya lebih detail dan mendekati keadaan yang terjadi di lapangan walaupun dengan kekurangan-kekurangan yang didapat saat pemodelan dilakukan.

Tugas Akhir ini merupakan studi untuk menganalisis Pengaruh Interaksi Struktur Baja dan Tanah dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dimana pada Tugas Akhir ini nantinya akan fokus membahas mengenai perbandingan waktu getar alami, simpangan struktur dan gaya geser dasar yang terjadi dengan atau tanpa menggunakan pendekatan interaksi tanahstruktur.

1.1 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian yang telah disebutkan di atas maka dalam penulisan Tugas Akhir ini terdapat permasalahan yaitu:

1. Bagaimana waktu getar struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI ?
2. Bagaimana perpindahan lateral struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI ?
3. Bagaimana *story drift* pada struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI ?
4. Bagaimana gaya geser dasar pada struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI ?

1.2 Batasan Masalah

Untuk menghindari timbulnya penyimpangan permasalahan yang semakin meluas dalam Tugas Akhir ini, maka diperlukan suatu batasan masalah yang diantaranya sebagai berikut :

1. Pembebanan berdasarkan pada SNI 1727:2013: Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

2. Beban gempa dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Gedung dan Non Gedung.
3. Desain Struktur Baja berdasarkan SNI 1729:2015: Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.
4. Bangunan terdiri dari 12 lantai dan difungsikan sebagai perkantoran.
5. Model gedung dimodelkan menjadi 2, yaitu model ke-1 hanya berupa struktur atas 12 lantai dengan perletakan jepit dan model ke-2 berupa struktur atas 12 lantai dengan *basement* 2 lantai menggunakan perletakan *spring*. Dilakukan pemilihan gedung 12 lantai agar parameter- parameter penting seperti prosedur analisis yang ada di dalam peraturan dapat digunakan.
6. Pemodelan gedung menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
7. Nilai redaman pada struktur gedung dan tanah besarnya dianggap sama sebesar 5%.
8. Jenis tanah yang akan dianalisa adalah jenis tanah lunak.
9. Pemodelan struktur dilakukan menggunakan program dan analisa yang digunakan adalah analisa elastis linear meliputi analisa statik dan analisa dinamik menggunakan respons spektrum SNI 1726:2012.
10. Pemodelan Gedung dengan efek interaksi tanah dan struktur mengacu pada NIST GCR 12-917-21.

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Untuk membandingkan waktu getar struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI.
2. Untuk membandingkan perpindahan lateral struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI.
3. Untuk membandingkan *story drift* pada struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI.
4. Untuk membandingkan gaya geser dasar pada struktur dengan pengaruh SSI dan tanpa pengaruh SSI.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari penulisan penelitian ini antara lain dapat memberikan hasil perbandingan pada struktur yang dimodelkan dengan dan tanpa memperhitungkan interaksi antara tanah dengan struktur. Selain itu juga sebagai referensi dalam mempertimbangkan model yang digunakan saat melibatkan interaksi tanah-struktur bagi perencanaan struktur baja SRPMK menggunakan *software* komputer.

1.5 Sistematika Penulisan

Untuk merangkum seluruh hasil penelitian ini, maka dalam hal yang menunjukkan sistematika penulisan yang diperlukan agar memahami keseluruhan penelitian ini. Sistematika yang terdiri dari 5 bab, yakni sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Pada Bab ini menguraikan mengenai latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup pembahasan, tujuan dilakukannya penulisan, manfaat penulisan dan sistematika penulisan laporan tugas akhir ini.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menyajikan uraian yang bersifat teoritis mengenai analisa struktur dinamik, pemodelan tanah sebagai tumpuan dasar, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan pada tugas akhir ini.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Pada Bab ini membahas sistematika atau metode analisis yang digunakan dalam menyelesaikan masalah.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada Bab ini menyajikan hasil perhitungan parameter-parameter tanah, pembebanan *upper structure* dan perhitungan dengan program komputer. Dimana hasil analisis tersebut nantinya akan menjadi acuan dan pertimbangan dalam melakukan perencanaan gedung dengan memperhitungkan efek pengaruh interaksi tanah dan struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan tugas akhir ini dan saran-saran yang dapat diterima penulis agar lebih baik lagi kedepannya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat serta ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti teori gempa, struktur baja, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012, pemodelan tanah sebagai tumpuan dasar, evaluasi parameter dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2. Teori Gempa

Gempa bumi (*earthquake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas (Salim dan Siswanto, 2018). Gempa bumi juga merupakan hentakan besar yang terjadi sekaligus akibat penimbunan energi elastik atau *strain* dalam waktu yang lama secara kontinuitas akibat dari adanya proses pergerakan lempeng benua dan samudera (Nandi, 2006). Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

3. Gempa Bumi Runtuhan

Gempa bumi ini disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, ataupun nuklir.

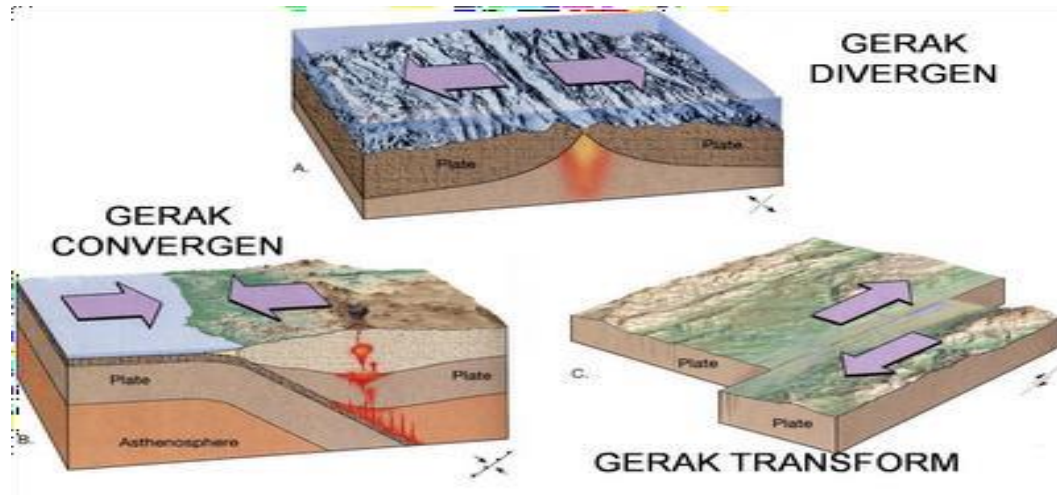
2.2.1. Konsep Dasar Mekanisme Gempa Bumi

Gerakan atau getaran tanah yang terjadi akibat gempa disebabkan oleh terlepasnya timbunan energi yang tersimpan di dalam bumi secara tiba-tiba. Energi yang terlepas ini dapat berbentuk energi potensial, energi kinetik, energi kimia, atau energi regangan elastis. Pada umumnya gempa-gempa yang merusak lebih banyak diakibatkan oleh terlepasnya energi regangan elastis di dalam batuan (*rock*) di bawah permukaan bumi (Salim dan Siswanto, 2018).

Diantara keempat jenis gempa di atas, gempa bumi tektonik merupakan gempa bumi yang paling sering terjadi. Gempa bumi ini berhubungan dengan kegiatan gaya-gaya tektonik yang telah terus berlangsung dalam proses pembentukan gunung-gunung, terjadinya patahan-patahan (*faults*) dan tarikan atau tekanan dari pergerakan lempeng-lempeng batuan penyusun kerak bumi (Nandi, 2006). Secara spesifik, gempa bumi tektonik juga dapat diartikan sebagai peristiwa pelepasan energi gelombang seismik secara tiba-tiba yang diakibatkan oleh adanya deformasi lempeng tektonik yang ada di kerak bumi. Pelepasan energi gelombang seismik dan guncangan yang terjadi secara tiba-tiba menyebabkan gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi.

Pada kenyataannya, lempengan-lempengan tersebut selalu bergerak dan saling mendesak satu sama lain. sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan *astenosfer* yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertabrakan (*konvergen*), saling

menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik.

2.2.2. *Ground Motion* (Pergerakan Tanah)

Ground Motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

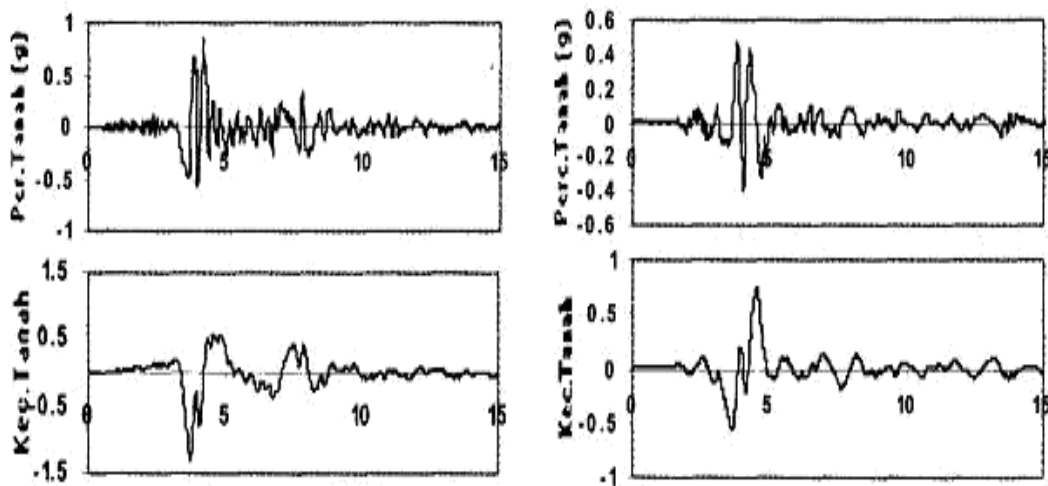
Respon gempa sensitif terhadap karakteristik pergerakan tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulsenya*, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*), dan gempa berulang.

2.2.2.1. Gempa Dekat

Pawirodikromo (2012) mengatakan bahwa percepatan tanah gempa dekat umumnya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah V_r

(*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser V_s . Berapa batasan jarak gempa dekat tersebut tidaklah dapat ditentukan secara pasti. Namun, beberapa peneliti mengindikasikan hanya beberapa sampai belasan kilometer saja.

Pawirodikromo (2012) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam 15 km dari patahan (*fault rupture*). Contoh rekaman gempa dekat dapat dilihat pada Gambar 2.2.



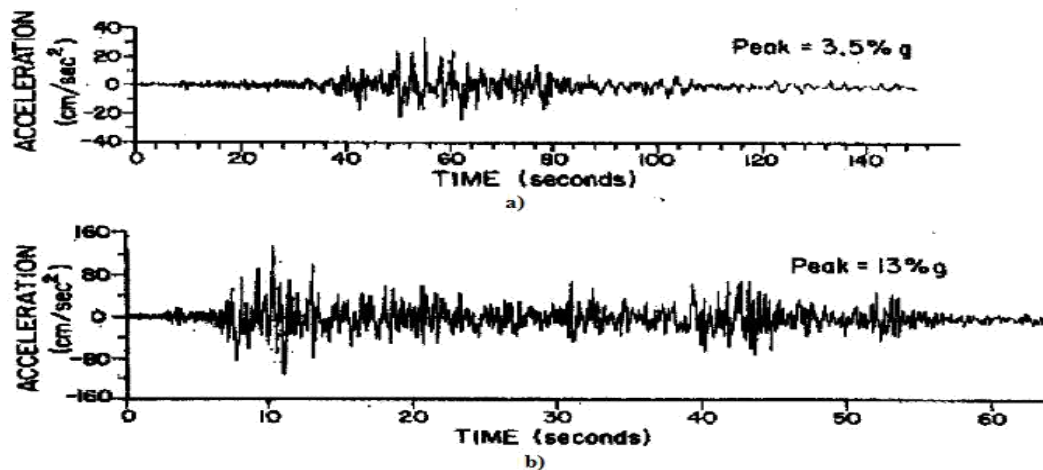
Gambar 2.2: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997).

Gambar 2.2 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *pulse* yang kuat pada rekaman gempunya.

2.2.2.2. Gempa Jauh

Rekaman gempa jauh pada prinsipnya berlawanan dengan gempa dekat. Apabila energi gempa telah merambat pada jarak yang jauh (gempa jauh), maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat, maka semakin besar energi gelombang gempa yang telah diserap oleh media tanah. Hal seperti ini tidak terjadi pada gempa dekat.

Salah satu contoh perbandingan antara rekaman gempa dekat dan jauh tampak pada Gambar 2.3 yang menunjukkan rekaman gempa yang terjadi di Meksiko tahun 1985. Gambar 2.3.a, direkam di Tacubaya yang berjarak kira-kira 370 km dari episenter (gempa jauh) sedangkan Gambar 2.3.b direkam di La Villata yang berjarak kira-kira 44 km dari episenter (gempa dekat). Dari kedua gambar tersebut tampak jelas bahwa setelah merambat lebih dari 300 km, percepatan tanah mengecil dari 13% g menjadi 3,5% g. Secara umum gempa jauh ditandai dengan kandungan *pulse* yang lemah pada rekaman gempanya.



Gambar 2.3: Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata.

2.3. Struktur Baja

Baja adalah logam paduan dengan besi sebagai unsur dasar dan karbon sebagai unsur paduan utamanya. Kandungan karbon dalam baja berkisar antara 0,2% hingga 2,1% berat sesuai tingkatannya (Jaenal, 2017).

Baja karbon merupakan salah satu jenis baja paduan yang terdiri atas unsur besi (Fe) dan karbon (C). Dimana besi merupakan unsur dasar dan karbon sebagai unsur paduan utamanya. Dalam proses pembuatan baja akan ditemukan pula penambahan kandungan unsur kimia lain seperti sulfur (S), fosfor (P), silikon (Si), mangan (Mn) dan unsur kimia lainnya sesuai dengan sifat baja yang diinginkan. Baja karbon memiliki kandungan unsur karbon dalam besi sebesar 0,2% hingga 2,14%, dimana kandungan karbon tersebut berfungsi sebagai unsur penguat dalam struktur baja (Sukma & Yusuf Umardani, ST, 2012).

Perbedaan persentase karbon dalam campuran logam baja karbon menjadi salah satu cara mengklasifikasikan baja.

Berdasarkan kandungan karbon, baja dibagi menjadi tiga macam, yaitu :

a. Baja karbon rendah

Baja karbon rendah (*low carbon steel*) mengandung karbon dalam campuran baja karbon kurang dari 0,3%. Baja ini bukan baja yang keras karena kandungan karbonnya yang rendah kurang dari 0,3% C. Baja karbon rendah tidak dapat dikeraskan karena kandungan karbonnya tidak cukup untuk membentuk struktur martensit.

b. Baja karbon menengah

Baja karbon sedang mengandung karbon 0,3% C – 0,6% C (*medium carbon steel*) dan dengan kandungan karbonnya memungkinkan baja untuk dikeraskan sebagian dengan perlakuan panas (*heat treatment*) yang sesuai. Baja karbon sedang lebih keras serta lebih kuat dibandingkan dengan baja karbon rendah.

c. Baja karbon tinggi

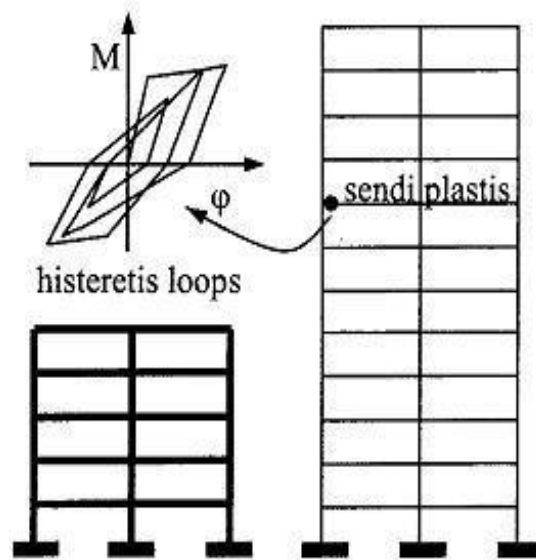
Baja karbon tinggi mengandung 0,6% C – 1,5% C dan memiliki kekerasan tinggi namun keuletannya lebih rendah, hampir tidak dapat diketahui jarak tegangan lumernya terhadap tegangan proporsional pada grafik tegangan regangan.

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat.

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihan diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.4 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.4: Histeresis di sendi plastis yang stabil.

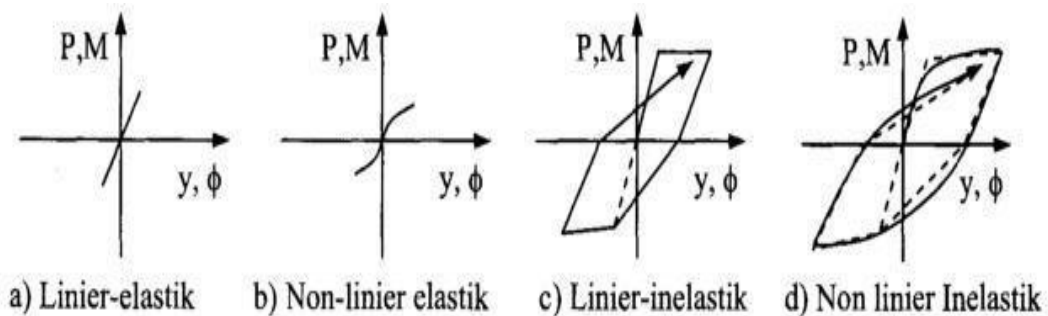
Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

2.5. Struktur Penahan Beban Gempa

2.5.1. Perilaku Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), riset tentang perilaku bangunan, elemen struktur maupun struktur juga sangat mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bangunan akibat beban dapat berupa linear dan non-linear, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respon elastik maupun inelastik. Dengan demikian akan terdapat 4 kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5: Macam-macam respon akibat beban siklik.

1. Linear elastik

Adalah respon bahan/elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/linear dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/respon linear apabila intensitas bebannya masih kecil.

2. Non-linear elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/linear tetapi non-linear walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban ditiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula, tidak ada (*permanent deformation*)). Tanah dan beton pada umumnya mempunyai sifat nonlinear sejak intensitas beban masih kecil.

3. Linear inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban

ditiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linear/lurus di tempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodekan secara linear. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakikatnya akan berperilaku non-linear inelastik, tetapi pada umumnya dimodelkan sebagai linear-inelastik.

4. Nonlinear inelastik

Adalah suatu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/linear dan apabila beban siklik ditiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

2.5.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Menurut Pawirodikromo (2012), berdasarkan kekuatan gempa yang terjadi, desain filosofi bangunan tahan gempa sebagai berikut:

1. Pada saat gempa kecil (*light* atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tetapi masih dapat/ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tapi masih dapat diganti dengan yang baru.
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total. Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisir kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi. Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan,

kekakuan dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan.

2.5.3. Konsep *Strong Column Weak Beam*

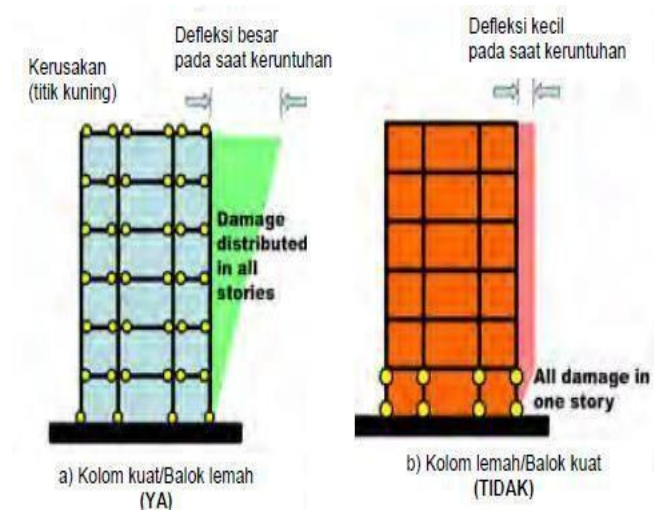
Menurut Pawirodikromo (2012), konsep yang saat ini diterima untuk perencanaan seismik struktur rangka beton bertulang adalah pendekatan kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Balok-kolom struktur beton bertulang.

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu. Apabila pendetailan balok dilakukan dengan baik, maka perilaku daktile dapat dipastikan dan struktur rangka bangunan dapat berdeformasi secara berarti meskipun mengalami kerusakan secara progresif yang disebabkan oleh lelehnya tulangan balok.

Pada gempa besar, tipe kerusakan terjadi pada beberapa balok di seluruh struktur tersebut, tetapi ini dapat dipertimbangkan sebagai “kerusakan yang dapat diterima” karena tidak menyebabkan keruntuhan bangunan secara mendadak (Gambar 2.7.a). Di lain pihak, kolom yang lebih lemah dibandingkan balok akan menerima kerusakan berat secara lokal pada bagian atas dan bawah kolom pada lantai tertentu (Gambar 2.7.b), keruntuhan pada keseluruhan bangunan, sekalipun kolom-kolom di lantai atasnya masih dalam kondisi tidak rusak.



Gambar 2.7: Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang.

Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers. 2.1.

$$\sum M_{\text{column}} \geq (6/5) \sum M_{\text{beam}} \quad (2.1)$$

dimana:

M_{column} = momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di *joint*

M_{beam} = momen kapasitas 2 balok yang menumpu di *joint*

2.5.4. Jenis-jenis Struktur Penahan Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, jenis struktur dibedakan menjadi 6 sistem yang dibagi lagi menjadi beberapa sub sistem, yaitu:

1. Sistem Dinding Penumpu (*Bearing Wall System*)

Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka bresing.

2. Sistem Rangka Bangunan (*Building Frame System*)

Sistem struktur yang ada pada dasarnya memiliki ruang untuk pemikul beban

gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding struktur ataupun rangka bresing

3. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka struktur yang pada dasarnya memiliki rangka pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.

4. Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem ganda pada dasarnya terdiri dari:

- Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
- Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
- Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser.

5. Sistem Interaktif Dinding Geser Rangka

Sistem ini merupakan interaktif dari rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa.

6. Sistem Kolom Kantilever

Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.

2.6. Konsep Dasar Interaksi Struktur Tanah

2.6.1. Sasaran Interaksi Struktur Tanah

Dalam banyak kasus dinamik, tanah juga mengalami pembebanan dinamik yang mengakibatkan deformasi, yang tentunya dalam pemodelan harus diperhitungkan karena mempengaruhi kekakuan struktur. Oleh karena itu, untuk beberapa jenis bangunan tertentu interaksi struktur tanah harus diperhitungkan untuk memberikan hasil yang akurat.

Dalam kasus dinamik tanah dimodelkan sebagai *semi-infinite medium* dengan domain yang tidak terbatas. Berbeda dengan kasus statis dimana perkiraan

batasan tanah yang masih dipengaruhi oleh pembebanan pada struktur dapat digambarkan, sehingga tanah dapat dimodelkan sama seperti struktur, maka cara yang sama tidak dapat diterapkan. Batasan khayalan tanah pada kasus dinamik akan memantulkan kembali gelombang dari struktur yang bergetar kepada tanah atau bisa juga meneruskan gelombang dari struktur ke suatu medium yang tidak terbatas. Oleh karena itu perlu untuk memodelkan tanah sebagai medium yang semi tidak terbatas secara tepat untuk membedakan antara dinamika tanah dengan dinamika struktur.

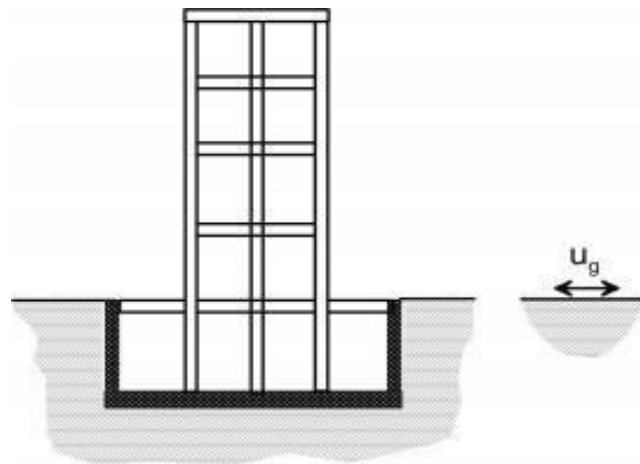
2.6.2. Model Analisa pada Interaksi Struktur Tanah

Secara konseptual, cara yang paling sederhana untuk menganalisa interaksi struktur tanah untuk beban gempa adalah memodelkan secara keseluruhan struktur dan tanah menjadi satu kesatuan seperti terlihat pada Gambar 2.8, kemudian memberikan gerak tanah bebas pada batas khayal yang telah dibuat. Akan tetapi, cara ini sulit karena melibatkan banyak sekali derajat kebebasan dari tanah di sekitar struktur, maka akan memakan waktu yang sangat lama untuk komputer memprosesnya.

Sebagai solusi dari permasalahan di atas, maka muncul ide dengan menggunakan prinsip superposisi dari komponen struktur dan komponen tanah. Pertama-tama dicari terlebih dahulu persamaan gerak tanah bebas, secara khusus untuk nodal- nodal dimana nantinya akan berinteraksi dengan struktur terbenam. Bagian yang berinteraksi kemudian dimodelkan. Pertama tanah yang tak terbatas sebagai sub sistem dinamik, hubungan antara *displacement* dan gaya dari nodal-nodal yang berinteraksi ditentukan, yang dalam bentuk fisiknya bisa berupa koefisien kekakuan dinamik tanah berupa konstanta pegas dan redaman. Kemudian meletakkan struktur pada koefisien kekakuan dinamik tanah yang dianalisa sebagai kasus pembebanan yang tergantung dari gerak tanah bebas. Karena prinsip superposisi memungkinkan kita untuk memecah sistem struktur tanah dengan bentuk yang rumit menjadi bagian-bagian yang sederhana, maka kita bisa memodelkan sistem tersebut dengan lebih sederhana tetapi dengan hasil yang lebih halus.

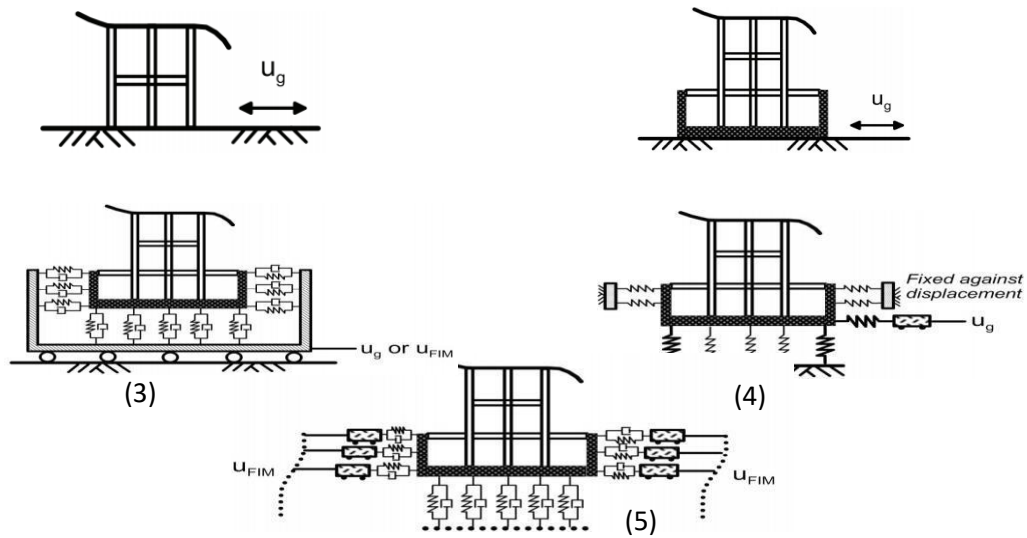
Pada dasarnya, salah satu input data yang penting adalah percepatan gempa dari batuan dasar atau percepatan gempa pada tanah bebas. Kedua percepatan ini berbeda besarnya tetapi saling terkait, dimana percepatan gempa pada tanah bebas merupakan hasil dari perambatan gelombang dari batuan dasar yang telah mengalami reduksi. Penggunaan dari kedua percepatan ini tergantung pada data gerak seismik berupa akselerogram yang mencerminkan percepatan tanah bebas, sehingga data dari akselerogram dapat langsung dimasukkan sebagai input. Akan tetapi tidak di semua tempat memiliki catatan gempa.

Metode yang digunakan sebagai solusi adalah dengan menentukan percepatan batuan dasar berdasarkan data akselerogram, dari atas ke bawah. Setelah mendapatkannya melalui perhitungan perambatan gelombang (*wave propagation*), maka dengan cara yang sama kita bisa menghitung pula percepatan tanah bebas dari bawah ke atas. Akan tetapi, akan lebih efisien jika memasukkan tanah dan struktur dalam suatu idealisasi tunggal dan memperhitungkan interaksi struktur tanah secara langsung.



Gambar 2.8: Konfigurasi struktur dan tanah dalam kenyataan.

Sebenarnya, tidak ada metode yang paling benar dalam memodelkan pengaruh interaksi tanah-struktur. Berdasarkan NISC GCR 12-917-21 telah dijelaskan bahwa para peneliti hanya melakukan pendekatan untuk memaksimalkan pengaruh dari interaksi tanah-struktur tersebut. Adapun beberapa pemodelan yang dianggap paling mendekati adalah seperti pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Model pendekatan interaksi tanah struktur.

2.6.3. Interaksi Tanah dan Struktur Untuk Bangunan Tahan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 13, jika pengaruh interaksi tanah-struktur diperhitungkan, maka ketentuan dalam pasal ini dapat digunakan untuk menghitung besarnya gaya gempa rencana serta deformasi struktur. Ketentuan ini dapat digunakan bila model yang digunakan dalam analisis respons struktur tidak secara langsung menggabungkan efek fleksibilitas pondasi (model struktur dengan kondisi dasar terjepit tanpa menggunakan pegas pondasi).

Ketentuan ini tidak berlaku bila telah menggunakan dasar pondasi yang fleksibel dalam pemodelan respons struktur. Jadi dapat dikatakan bahwa pasal 13 SNI 1726:2012 mampu untuk memodelkan pengaruh interaksi tanah dengan perletakan fleksibel dengan mengadopsi parameter- parameter yang terdapat pada NIST GCR-12-917-21.

2.7. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (SNI1726:2012)

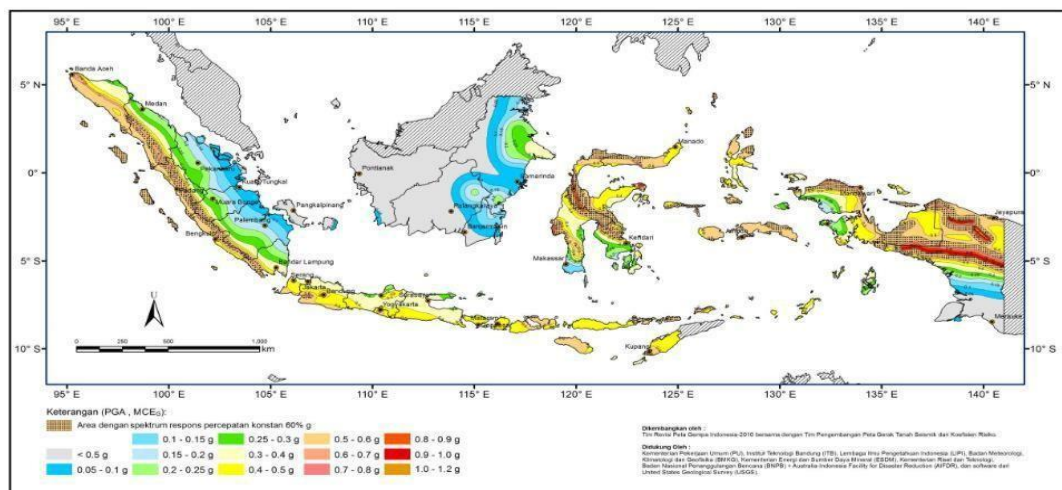
2.7.1. Gempa Rencana

Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung, secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk

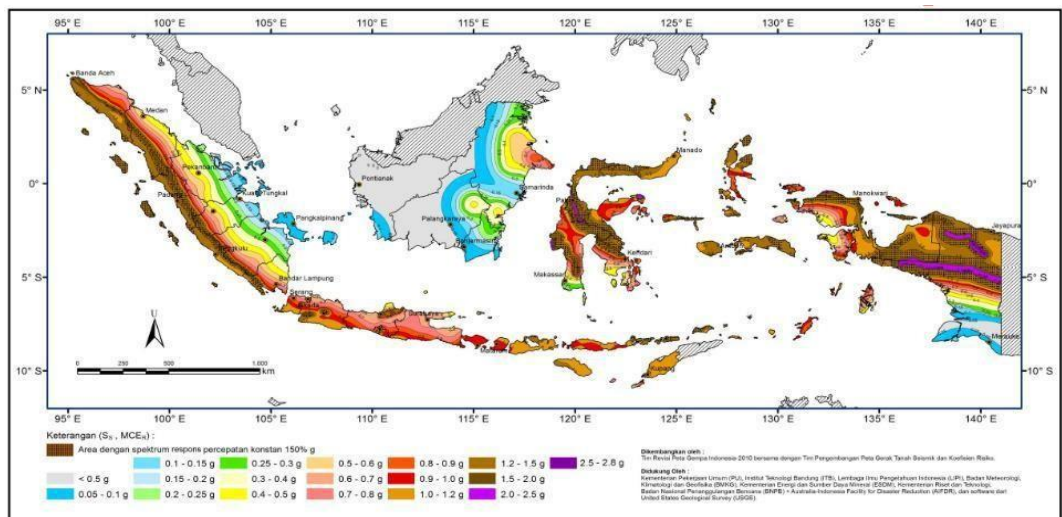
probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

2.7.2. Peta Wilayah Gempa

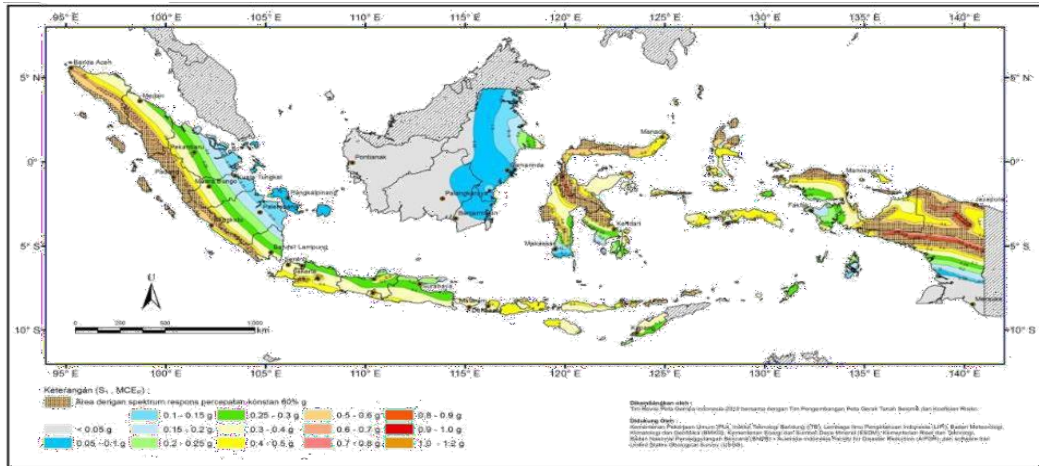
Peta wilayah gempa yang ditampilkan dalam SNI 1726:2012 meliputi panduan peta percepatan tanah puncak (PGA) dan respon spektrum percepatan di bantuan dasar (S_B) untuk perioda pendek 0,2 detik (S_S) dan untuk perioda panjang 1,0 detik (S_1) seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.10 - 2.12.



Gambar 2.10: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).



Gambar 2.11: S_1 , Peta respon spektrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).



Gambar 2.12: Ss, Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012).

2.7.3. Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012, klasifikasi kelas situs dikategorikan seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	(m/detik)		
SA (batuan keras)	1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	50	100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
	175	15	50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W > 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah.		
6.10.1 tentang Analisa Respon situs berdasarkan SNI 1726:2012	- Lempung sangat organik dan/atau gambut ketebalan $H > 3$ m - Lempung berplastisitas sangat tinggi ketebalan $H > 7.5$ m dengan indeks Plastisitas $PI > 7.5$ - Lapisan lempung lunak/setengah lunak teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u > 50$ kPa.		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.7.4. Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari gambar. Besarnya F_{PGA} ditentukan dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai tabel 2.3)	PGA				
	PGA 0,1	PGA=0,2	PGA=0,3	PGA=0,4	PGA 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	0.6(SS)				

Keterangan :

PGA = Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012
(Gambar 2.12)

S_S = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisa respon spesifik

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers.2.2 berikut:

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.2)$$

dimana:

PGA_M = Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh
klasifikasi situs

F_{PGA} = Nilai koefisien situs untuk PGA

2.7.5. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan dan kategori risiko dari tiap jenis bangunan yang digunakan dan ditentukan. Untuk struktur bangunan perkantoran, dapat dilihat dan Tabel 2.3. Selanjutnya besarnya faktor keutamaan gempa tersebut dapat dilihat dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.3: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

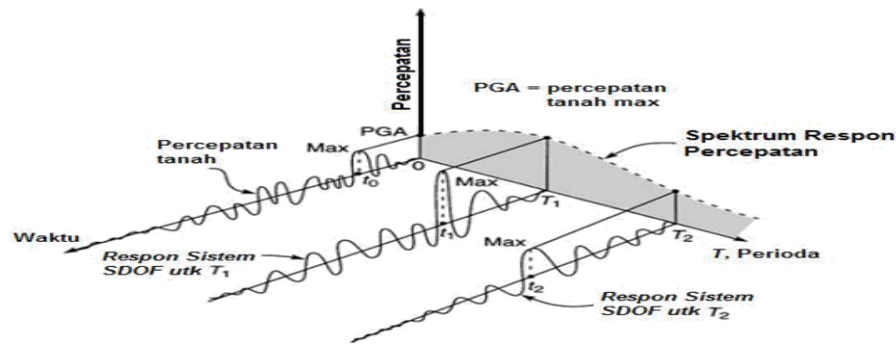
Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah took dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen / rumah susun • Pusat perbelanjaan / mall • Bangunan industry • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II

Tabel 2.4: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.7.6. Respon Spektrum

Respon spektrum adalah spektrum (*plot*) yang memuat nilai-nilai amplituda maksimum dari sebuah nilai respon sistem teredam untuk beragam variasi perioda (frekuensi) alami. Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respon maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spektra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum.



Gambar 2.13: Grafik spektrum perbandingan percepatan dengan perioda.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6 tentang Wilayah Gempa dan Respon Spektrum, desain respon spektrum harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur pembuatan respon spektrum antar lain:

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektrum percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti pada Gambar 2.11 dan Gambar 2.12 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Ditentukan berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklarifikasikan sesuai dengan Tabel 2.1.

d. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spektrum percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R). Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada perioda pendek 0,2 detik (F_a) dan perioda 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v yang terdapat dalam Tabel 2.5 dan Tabel 2.6 dengan spektrum percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_1) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.3 dan 2.4.

$$S_{MS} = Fa \cdot S_S \quad (2.3)$$

$$S_{MI} = Fv \cdot S_I \quad (2.4)$$

dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0.2 s di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.12)

S_I = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1 s di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.11)

Fa = Koefisien perioda pendek

Fv = Koefisien perioda 1.0 detik

Tabel 2.5: Koefisien perioda pendek (Fa) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_s=0,25$	$S_s=0,5$	$S_s=0,75$	$S_s=0,4$	$S_s=1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs spesifik				

Tabel 2.6: Koefisien perioda 1,0 detik (Fv) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.3)	PGA				
	$S_1=0,1$	$S_1=0,2$	$S_1=0,3$	$S_1=0,4$	$S_1=0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik				

d. Parameter percepatan spektrum desain

Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan melalui Pers. 2.5 - 2.8.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.5)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.6)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{SD1}{T} \quad (2.7)$$

$$T_S = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.8)$$

dimana :

S_{DS} = Respon spectrum percepatan respon desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spectrum percepatan respon desain untuk perioda 1 detik

T = Perioda getar fundamental struktur

Untuk mendapatkan spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengikuti ketentuan berikut:

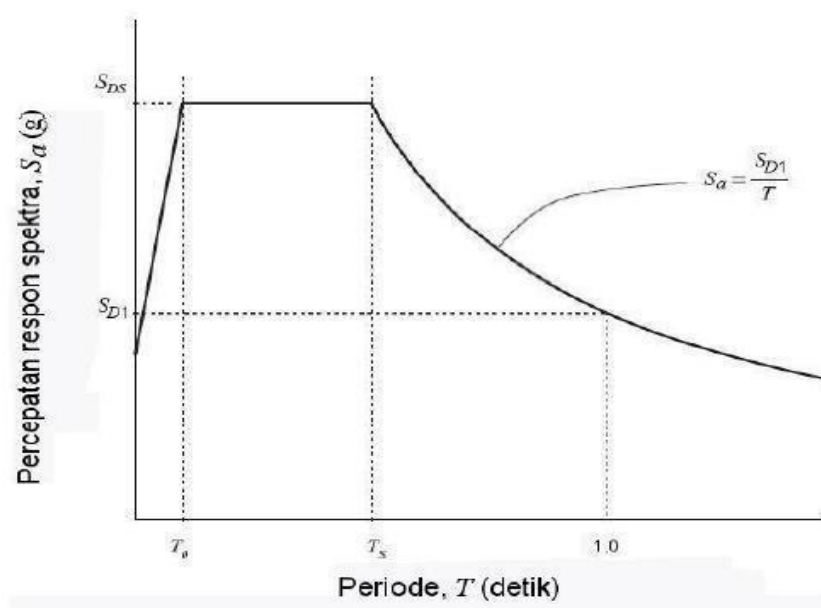
1. Untuk perioda yang lebih kecil T_0 , spektrum respon percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.9.

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.9)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respon percepatan desain, S_a sama dengan SDS .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.10

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.10)$$

Selanjutnya, semua parameter respon desain diplot di dalam grafik dan akan menghasilkan respon spektrum desain seperti yang terlihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14: Respon spektrum desain.

2.7.7. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, kategori desain seismik dibagi menjadi enam yaitu kategori desain seismik A, B, C, D, E dan F. Kategori desain seismik ditentukan oleh kategori risiko struktur yang ditinjau (I-IV) dan nilai parameter gempa dari situs dimana struktur atau bangunan tersebut akan dibangun (S_{DS} dan S_{D1}), seperti yang ditampilkan dalam Tabel 2.7 dan 2.8.

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

NILAI SDS	KATEGORI RESIKO	
	I ATAU II ATAU III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A

Tabel 2.8: *Lanjutan.*

Nilai SDI	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$0.067 S_{DS} < 0.133$	B	A
$0.133 S_{DS} < 0.2$	C	D
$0.2 S_{DS}$	D	D

Untuk kategori desain seismik C, D, E dan F diharuskan untuk dilakukan investigasi geoteknik yang meliputi analisa stabilitas lereng, likuifaksi, penurunan total dan beda penurunan, serta perpindahan permukaan akibat patahan. Khusus untuk kategori desain seismik D, E dan F investigasi geoteknik harus mencakup gaya seismik dinamik tanah dan potensi likuifaksi. Untuk menghitung potensi likuifaksi digunakan PGA_M (*Peak Ground Accelocation*, terkoreksi untuk kelas situs).

2.7.8. Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem struktur suatu gedung adalah sistem yang dibentuk oleh komponen struktur gedung, berupa balok, kolom, pelat dan dinding geser, yang disusun sedemikian rupa sehingga masing-masing sistem mempunyai peran yang berbeda untuk menahan beban-beban (Sungkono, 2017).

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur Penahan Beban Gempa tentang, setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0^g)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Pada tugas akhir ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), yang dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien Modifika Si respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

2.7.9. Perioda Alami Struktur

Perioda adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Perioda alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Perioda, perioda struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Perioda struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.11 dan Pers. 2.12.

- Perioda fundamental pendekatan minimum (T_a minimum):

$$T_a \text{ minimum} = C_t h^n \quad (2.11)$$

- Perioda fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum):

$$T_a \text{ maksimum} = C_u T_a \text{ minimum} \quad (2.12)$$

dimana:

Ta minimum = Nilai batas bawah perioda bangunan

Ta maksimum = Nilai batas atas perioda bangunan

hn = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

x = Ditentukan dari Tabel 2.10

Ct = Ditentukan dari Tabel 2.10

Cu = Ditentukan dari Tabel 2.11

Tabel 2.10: Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.11: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik SD1	Koefisien (CU)
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

2.7.10. Periode Bangunan Efektif

Perioda efektif (T) harus dihitung sesuai dengan Pers. 2.13.

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (2.13)$$

dimana:

T = perioda fundamental struktur

\bar{k} = kekakuan stuktur pada kondisi dasar terjepit, ditentukan sesuai Pers 2.14.

$$\bar{k} = 4\pi^2 \frac{W}{gT^2} \quad (2.14)$$

\bar{h} = tinggi efektif struktur, yang diambil 0,7 dari tinggi struktur (hn)

K_y = kekakuan lateral pondasi didefinisikan sebagai besar gaya lateral yang bekerja pada pondasi untuk menghasilkan defleksi sebesar 1 unit, gaya dan defleksi yang ditinjau didasarkan atas arah arah di mana analisis dilakukan

K_θ = kekakuan rotasi pondasi didefinisikan sebagai momen yang dibutuhkan untuk memberikan rotasi sebesar 1 unit pada pondasi, momen dan rotasi yang ditinjau didasarkan atas arah di mana analisis dilakukan

g = percepatan gravitasi

Kekakuan pondasi (K_y dan K_θ) harus ditentukan berdasarkan prinsip-prinsip mekanika pondasi dengan menggunakan karakteristik tanah yang sesuai dengan tingkat regangan tanah akibat goyangan gempa rencana. Modulus geser rata-rata G untuk tanah di bawah pondasi pada tingkat regangan besar dan kecepatan gelombang geser v_s yang terkait ditentukan dari Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Nilai G/G_o dan V_s/V_{s0} .

Kelas Situs	Nilai v_s / v_{s0}			Nilai G / G_o		
	$S_{DS} / 2,5$			$S_{DS} / 2,5$		
	0,1	0,4	0,8	0,1	0,4	0,8
SA	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SB	1,00	0,97	0,95	1,00	0,95	0,90
SC	0,97	0,87	0,77	0,95	0,75	0,60

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

Kelas Situs	Nilai v_s / v_{so}			Nilai G / G_o		
	$S_{DS} / 2,5$			$S_{DS} / 2,5$		
	0,1	0,4	0,8	0,1	0,4	0,8
SD	0.95	0.71	0.32	0.90	0.75	0.60
SE	0.77	0.22	a	0.60	0.50	0.10
SF	a	a	a	a	a	a

Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai tengah dari / 2,5

dimana:

V_{SO} = adalah kecepatan gelombang geser rata-rata dari tanah di bawah pondasi pada tingkat regangan kecil (10 % - 3 % atau lebih kecil)

G_o = modulus geser rata-rata dari tanah di bawah pondasi pada tingkat regangan kecil

2.7.11. Gaya Geser Dasar Seismik

Bedasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.15.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.15)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W = Berat seismik efektif

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, untuk mendapatkan koefisien C_s digunakan persamaan-persamaan yang terdapat pada Pers. 2.16 – Pers. 2.19.

1. C_s maksimum

$$C_s \text{ maksimum} = \frac{SDS}{\frac{R}{I}} \quad (2.16)$$

2. C_s hasil hitungan

$$C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{SDS}{T\left(\frac{1}{I}\right)} \quad (2.17)$$

3. C_s minimum

$$C_s \text{ minimum} = 0.44 S_{DS} I \geq 0.01 \quad (2.18)$$

4. C_s minimum tambahan

$$C_s \text{ minimum tambahan} = \frac{0.5 S_1}{\frac{R}{I}} \quad (2.19)$$

dimana:

SDS = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda pendek 0.2 detik

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain untuk perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respon

I = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_s hasil hitungan yang didapatkan tidak perlu melebihi nilai C_s maksimum dan juga tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum. Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari nilai C_s minimum tambahan.

2.7.12. Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Dalam memperhitungkan pengaruh interaksi tanah- struktur, gaya geser dasar (V) yang didapatkan dari prosedur lateral ekuivalen harus direduksi yang terdapat pada Pers. 2.20.

$$\tilde{V} = V - \Delta V \quad (2.20)$$

Reduksi (ΔV) harus dihitung sesuai Pers. 2.21, tetapi nilainya tidak boleh melebihi 0,3V

$$\Delta V = \left[C_s - \tilde{C}_s \left(\frac{0,05}{\beta} \right)^{0,4} \right] \overline{W} \leq 0,3V \quad (2.21)$$

Keterangan:

C_s = koefisien desain gempa dihitung menggunakan perioda alami fundamental dari struktur dasarnya terjepit (T atau T_a)

\tilde{C} = nilai C_s yang dihitung menggunakan perioda bangunan efektif

$\tilde{\beta}$ = redaman kritis untuk sistem struktur-pondasi

\bar{W} = berat seismik efektif struktur di mana harus diambil sebesar 0,7

2.7.13. Redaman Efektif

Interaksi tanah struktur sesuai dengan pasal 13 SNI 1726:2012 terdapat faktor redaman efektif sistem pondasi dan struktur. Hal ini sesuai dengan Pers. 2.22.

$$\tilde{\beta} = \beta_0 \frac{0.05}{(T_1)^3} \quad (2.22)$$

dimana:

β_0 = faktor redaman pondasi

2.7.14. Beban Geser Ragam

Untuk memperhitungkan pengaruh interaksi tanah-struktur, gaya geser dasar pada ragam getaran fundamental (V_1) harus direduksi sesuai Pers.2.23.

$$\tilde{V}_1 = V_1 - \Delta V_1 \quad (2.23)$$

Reduksi (V_1) ini harus ditentukan berdasarkan Pers. 2.18 dengan W diambil sama dengan berat efektif pada perioda fundamental, W dan C_s ditentukan berdasarkan prosedur lateral ekuivalen, tetapi SDS harus diganti dengan respons spektra percepatan dari spektra respons desain pada perioda fundamental struktur yang dasarnya terjepit (T_1).

2.7.15. Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan dan tidak beraturan berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Konfigurasi bangunan hakekatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam, dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi. Dalam SNI 1726-2012 pasal 7.3.2 struktur bangunan gedung diklasifikasikan sebagai berikut:

A. Ketidakberaturan horizontal pada struktur antara lain:

1. Ketidakberaturan torsi; yaitu jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur dan hanya berlaku untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.
2. Ketidakberaturan torsi berlebihan; yaitu jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Dan hanya berlaku untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.
3. Ketidakberaturan sudut dalam; yaitu jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.
4. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma; yaitu jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya
5. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang; yaitu jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.
6. Ketidakberaturan sistem non-paralel; yaitu jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.

B. Ketidakberaturan vertikal pada struktur antara lain:

1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak; yaitu jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya.
2. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan; yaitu jika terdapat

suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya.

3. Ketidakberaturan berat (massa); yaitu jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.
4. Ketidakberaturan geometri vertikal; Yaitu jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa disemua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.
5. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal; yaitu jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan ditingkat di bawahnya.
6. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat; yaitu jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.
7. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan. Yaitu jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

Sebaliknya jika suatu bangunan tidak termasuk dalam syarat yang berlaku dalam SNI 1726-2012 pasal 7.3.2 dianggap gedung beraturan. Mengacu pada peraturan lain menurut FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) 451B, ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika massa efektif sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat yang berdekatan. Pengecualian ketidakberaturan tidak ada bila satupun *drift* tingkat lebih besar dari 1.3 kali rasio *drift* tingkat di atasnya. Dalam tugas akhir ini difokuskan hanya membahas gedung tidak beraturan akibat massa saja.

2.7.16 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal Tipe 1a atau 1b pada Tabel 10, simpangan antar lantai desain, Δ harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) (mm) harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.24 berikut ini :

$$\delta x = \frac{Cd \cdot \delta x_e}{I_e} \quad (2.24)$$

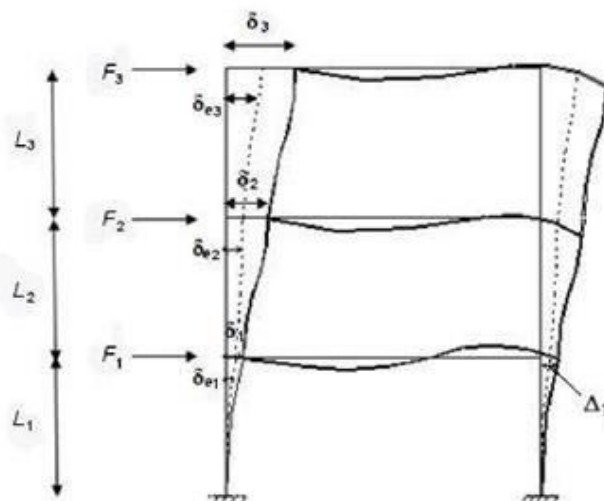
Keterangan:

Cd = faktor amplifikasi defleksi dalam Tabel 9 SNI 1726:2012

δx_e = defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan pasal 4.1.2 SNI 1726:2012

Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Keterangan Gambar :

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δe_3 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_3 = $Cd = \delta e_3 / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_3 = $(\delta e_3 - \delta e_2) Cd / I_e [\Delta a]$

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δe_2 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_2 = $Cd = \delta e_2 / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_2 = $(\delta e_2 - \delta e_1) Cd / I_e [\Delta a]$

Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δe_1 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_1 = $Cd = \delta e_1 / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

Δ_1 = $(\delta e_1) [\Delta a]$

dimana :

Δ_i = adalah simpangan antar lantai

Δ_i / L_i = adalah rasio simpangan antar lantai

δ_3 = adalah perpindahan total simpangan antar lantai tingkat (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δa) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Simpangan antar lantai ijin (Δa).

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

2.7.17 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.7, pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ), seperti yang ditentukan oleh Pers. 2.25 berikut sama dengan atau kurang dari 0,1:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.25)$$

dimana :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, dinyatakan dalam kilo newton (kN), bila menghitung P_x faktor beban individu tidak perlu melebihi 1.0

Δ = adalah simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan dalam SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, terjadi secara serentak dengan V_x dinyatakan dalam millimeter (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 1726:2012 pasal 4.1.2

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antar lantai tingkat x dan x-1 (kN)

H_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditentukan oleh Pers. 2.26.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (2.26)$$

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

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,0 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisa rasional. Sebagai alternatif, diijinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1,0(1-\theta)$.

Jika θ lebih besar dari θ_{max} struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisa otomatis, Pers. 2.26 masih harus dipenuhi akan tetapi nilai θ yang dihitung dari Pers. 2.25 menggunakan hasil analisa P-delta diijinkan dibagi dengan $(1+\theta)$ sebelum diperiksa dengan Pers. 2.26.

2.7.18 Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respon ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut

dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.27.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.27)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respon ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.28)$$

dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respon yang telah dilakukan.

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

2.8 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, suatu struktur gedung yang dibangun harus dirancang menggunakan kombinasi pembebanan agar struktur bangunan menghasilkan kekuatan yang mampu menahan beban-bebanterfaktor. Kombinasi-kombinasi pembebanan untuk metoda ultimit adalah sebagai berikut:

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

4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$

5. $1,2D + 1,0E + L$

6. $0,9D + 1,0W$

7. $0,9D + 1,0E$

Sedangkan pada kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi berdasarkan metoda tegangan ijin meliputi:

1. D

2. $D + L$

3. $D + (Lr \text{ atau } R)$

4. $D + 0,75L + 0,75 (Lr \text{ atau } R)$

5. $D + (0,6W \text{ atau } 0,7E)$

6. $D + 0,75 (0,6W \text{ atau } 0,7E) + 0,75L + 0,75 (Lr \text{ atau } R)$

7. $0,6D + 0,6W$

8. $0,6D + 0,7E$

Sedangkan untuk kombinasi beban gempa harus dikombinasikan dengan beban mati dan beban hidup sesuai dengan peraturan yang sudah ditetapkan. Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal adalah:

1. $1,4 DL$

2. $1,2 DL + 1,6 LL$

3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$

4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$

5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

DL = Baban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.29.

$$E = E_h + E_v \quad (2.29)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.30.

$$E = E_h - E_v \quad (2.30)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal

Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.31.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.31)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.32.

$$E_v = 0.2 S_{DS} DL \quad (2.32)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur. Kondisi

dimana nilai p diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.

2.9 Parameter Tanah

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*). Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*).

Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah :

- a. Struktur dan penyebaran tanah serta batuan.
- b. Sifat fisis tanah (*soil properties*).
- c. Sifat teknis tanah atau batuan (*engineering properties*).
- d. Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan.

2.9.1 Jenis Tanah

Untuk menentukan harga c harus diketahui terlebih dahulu jenis tanah tempat struktur bangunan berdiri. Untuk menentukan jenis tanah menggunakan rumus tegangan geser tanah seperti yang terlihat pada Pers 2.33-2.34:

$$\tau = c + \sum \sigma_i \tan \phi \quad (2.33)$$

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot h_i \quad (2.34)$$

dimana :

τ = tegangan geser tanah (kg / cm^2)

c = nilai kohesi tanah pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

σ_i = tegangan normal masing – masing lapisan tanah (kg / cm^2)

γ_i = berat jenis masing – masing lapisan tanah (kg / cm^3)

h_i = tebal masing – masing lapisan tanah (cm)

ϕ = sudut geser pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

Kedalaman minimal untuk menentukan jenis tanah adalah 5 meter. Ada tiga jenis tanah untuk menentukan nilai c tersebut, yaitu seperti yang tertera pada Tabel 2.14 (Indarto, 2005).

Tabel 2.14: Jenis-jenis tanah.

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata v_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standarrata-rata N	Kuat geser niralir rata-rata S_u (kPa)
Tanah Keras	$v_s \geq 350$	$N \geq 50$	$S_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq v_s < 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq S_u < 100$
Tanah Lunak	$v_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$
	Atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

2.9.2 Analisis Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai dasar bagi struktur pondasi. Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban, baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur atas secara keseluruhan tanpa terjadinya keruntuhan (Bowles, 1988).

Tanah mempunyai sifat untuk meningkatkan kepadatan dan kekuatan gesernya apabila mendapat tekanan. Apabila beban yang bekerja pada tanah

pondasi melebihi daya dukung batasnya, tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah pondasi melampaui ketahanan geser tanah pondasi maka akan berakibat keruntuhan geser dari tanah pondasi. Nilai daya dukung tersebut dibatasi oleh suatu daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*), yang merupakan keadaan saat mulai terjadi keruntuhan.

Bila kedalaman pemasangan (D_f) ternyata lebih kecil dari lebar pondasi (B), maka hal ini biasa disebut pondasi dangkal. Daya dukung batas yang dapat diberikan oleh pondasi untuk pondasi menerus lurus dengan lebar B , yang dikenal dengan rumus daya dukung Terzaghi seperti terlihat pada Pers. 2.35.

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma D_f.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma \quad (2.35)$$

dimana :

q_{ult} = daya dukung *ultimate*

c = kohesi tanah (kg/m^2)

γ = berat isi tanah (kg/m^3)

D_f = kedalaman pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung tanah

Untuk keadaan dimana tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung buruk maka sebagai ganti N_c, N_q, N_γ digunakan N'_c, N'_q, N'_γ . Adapun nilai koefisien daya dukung tanah menurut Terzaghi seperti terlihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Koefisien daya dukung dari Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1	0	5,7	1	0
5°	7,32	1,64	0	6,7	1,4	0,2
10°	9,64	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15°	12,8	4,44	2,4	9,7	2,7	0,9
20°	17,7	7,43	4,6	11,8	3,9	1,7
25°	25,1	12,7	9,2	14,8	5,6	3,2

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
30 °	37,2	22,5	20	19	8,3	5,7
35 °	57,8	41,4	44	23,7	12,6	10,1
40 °	95,6	81,2	114	34,4	20,5	18,8

2.9.3 Pemodelan Tanah Sebagai Tumpuan Elastis

Menurut teori pondasi modern, tanah merupakan bagian dari struktur. Berdasarkan asumsi tersebut, tanah mempunyai karakteristik seperti halnya material baja dan beton yang memiliki sifat elastis. Modulus elastisitas tanah (E_s), modulus geser (G), *Poisson ratio* (μ), dan modulus reaksi tanah dasar (ks) merupakan karakteristik parameter kekuatan tanah dan sifat-sifat elatis tanah yang penting. Nilai-nilai ini umumnya dipakai dalam perhitungan penurunan pondasi.

Dalam perhitungan dengan metode *Simple Elastic Foundation* sifat-sifat elatis tanah tersebut merupakan acuan utama untuk membuat pemodelan struktur tanah.

1. Modulus Elastisitas (E_s)

Nilai modulus elastisitas (E_s) untuk beberapa jenis tanah seperti terlihat pada Tabel 2.16. Nilai E_s untuk tanah hanya berkisar antara $\frac{1}{10}$ sampai $\frac{1}{100}$ jika dibandingkan dengan nilai E_s dari baja dan beton. Nilai E_s juga dapat diperoleh dari data sondir dan data N-SPT seperti terlihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2.16: Nilai E_s berdasarkan jenis tanah.

Jenis Tanah	E_s	
	ksf	MPa
Lempung sangat lunak	50 – 250	2 – 15
Lempung lunak	100 – 500	5 – 25
Lempung kaku	300 -1000	15 -40
Lempung Keras	1000 – 20000	50 -100

Tabel 2.16: Lanjutan.

Jenis Tanah	E_s	
	ksf	MPa
Lempung berpasir kekaku-kakuan	500 -5000	25 - 250
Pasir lepas	200 – 3200	10 – 153
Pasir padat	3000 – 15000	144 – 720
Pasir sangat padat	10000 – 30000	478 – 720
Pasir sangat lepas	300 – 1200	15 - 60
Pasir berlanau	150 – 450	50 – 20
Pasir lepas	200 – 500	10 – 150
Pasir padat	1000 – 1700	50 - 81
Pasir kerikilan lepas	1000 – 3000	50 -150
Pasir kerikilan padat	2000 – 4000	100 - 200
Serpih	3000 – 300000	150 - 5000
Lanau lunak	40 – 400	2 -20

Tabel 2.17: Nilai E_s berdasarkan nilai SPT dan Sondir.

Jenis tanah	SPT (kPa)	CPT (kg/cm ²)
Pasir terkonsolidasi normal	$E_s = 500 (N + 15)$ $E_s = (1500 - 2200) \ln N$ $E_s = (35000 - 50000) \log N$	$E_s = (2 - 4) q_c$ $E_s^+ = (1 + r^2) q_c$
Pasir jenuh	$E_s = 250 (N + 15)$	-
Pasir over consolidated	$E_s^{++} = 18000 + 750 N$ $E_s (ocr) = E_s_{nc} \times (ocr)^{0,5}$	$E_s = (6 - 30) q_c$
Pasir krikilan atau krikil	$E_s = 1200 (N + 6)$ $E_s = 600 (N + 6) \rightarrow N < 15$ $E_s = 600 (N + 6) + 2000 \rightarrow N > 15$	-
Pasir berlempung	$E_s = 320 (N + 15)$	$E_s = (3 - 6) q_c$
Pasir berlanau	$E_s = 300 (300 + 6)$	$E_s = (1 - 2) q_c$
Lempung lunak	-	$E_s = (3 - 8) q_c$

Tabel 2.17: Lanjutan.

Jenis tanah	SPT (kPa)	CPT (kg/cm ²)
Lempung	Memakai <i>unconfined test</i> IP > 30 Organik = (100 – 500) Su IP < 30 (kaku) = (500 – 15000) Su	

2. Poisson Ratio (μ)

Poisson Ratio dipakai untuk menghitung penurunan dan getaran pada struktur pondasi. Nilai *Poisson Ratio* (μ) untuk berbagai jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 2.18. Pada nilai *Poisson* lebih besar dari 0,5 tanah cenderung bersifat plastis, sehingga teori elastis tidak dapat diterapkan. Tetapi pada dasarnya tanah mempunyai sifat elatis semu pada semua rentang nilai *Poisson*.

Tabel 2.18: Nilai *Poisson* untuk berbagai jenis tanah.

Jenis Tanah	μ
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir (padat) pasir kerikil	0,1 – 1,00
Biasa dipakai	0,3 – 0,4
Batuan Rock	0,1 – 0,4
Tanah Loose	0,1 – 0,3
Es	0,36
Beton	0,15

3. Modulus Reaksi Tanah Dasar (*Modulus of Subgrade Reaction*)

Modulus reaksi tanah dasar didefinisikan sebagai perbandingan antara tegangan dasar dan deformasi atau lendutan tanah akibat beban tersebut. Modulus reaksi tanah dasar banyak digunakan untuk analisis pondasi telapak

kontinyu, pondasi rakit, dan berbagai jenis tiang pancang. Perbandingan ini didefinisikan sebagai perbandingan antara beban dan lendutan seperti yang terlihat pada Gambar 2.16, sebagai hasil pengujian dari data pengujian beban pelat. Hasil perhitungan nilai modulus reaksi tanah dasar sesuai dengan Pers. 2.36.

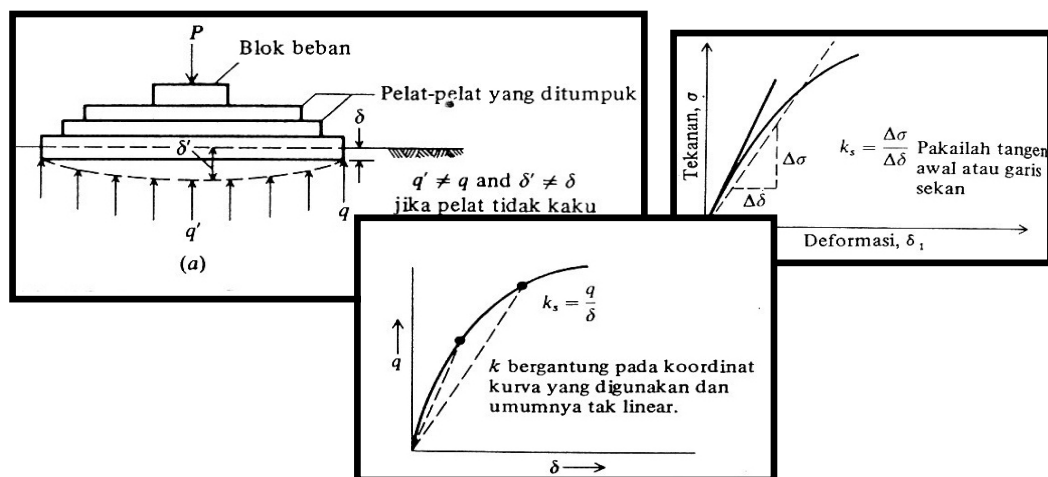
$$k_s = \frac{qult}{\delta} \text{ dan } qa = \frac{qult}{SF} \quad (2.36)$$

dimana :

k_s = modulus reaksi tanah dasar (t/m^3)

q = tekanan tanah (t/m^2)

δ = lendutan tanah (m)



Gambar 2.16: Penentuan modulus reaksi tanah dasar (k_s).

Selain penggunaan k_s dalam perhitungan dengan metode elemen hingga juga digunakan konsep E_s dan μ . Penggunaan konsep k_s banyak digunakan untuk analisis karena dapat menghemat dalam perhitungan dengan program komputer. Adapun besaran nilai k_s seperti terlihat pada Tabel 2.19. Besar nilai modulus reaksi tanah dasar (k_s) untuk arah horisontal lazim diambil 1 -2 kali nilai k_s vertikal (Bowles, 1988). Menurut (Bowles, 1988), besarnya *modulus of subgrade reaction* kearah vertikal (k_{sv}) dapat ditentukan dari besarnya daya dukung tanah yang diijinkan (qa) seperti Pers. 2.37.

$$k_{sv} = 120 q_a \text{ (kN/m}^3 \text{)} \quad (2.37)$$

Tabel 2.19: Harga perkiraan *modulus of subgrade reaction* (k_s).

Jenis Tanah	k_s, kcf	$k_s, \text{kN/m}^3$
Pasir lepas	300 – 100	4800 – 16000
Pasir padat sedang	60 – 500	9600 – 80000
Pasir padat	400 – 800	64000 – 128000
Pasir padat berlempung	200 – 500	32000 – 80000
Pasir padat sedang berlanau	150 – 300	24000 – 48000
Tanah berlempung		
$q_u \leq 200 \text{ k Pa (4 ksf)}$	75 – 150	120000 – 24000
$200 < q_u \leq 400 \text{ kPa}$	150 – 300	240000 – 48000
$q_u > 800 \text{ k Pa}$	> 300	> 48000

Nilai koefisien reaksi tanah dasar (k_s) dikorelasikan dalam pemodelan sebagai daya dukung tanah lateral yang dibuat sebagai elemen spring. Dasar teori pemodelan ini adalah pondasi berada diatas medium elastis, dimana pondasi dipengaruhi oleh kekakuan tanah yang berada dibawahnya (Adhikary, Singh, & Paul, n.d.).

Gazetas (1991) memberikan persamaan untuk menghitung besarnya kekakuan spring arah x , y , dan z pada pondasi dangkal diatas permukaan tanah seperti pada Pers. 2.38-2.40 sebagai berikut:

$$K_{ZSUR} = \frac{2GL}{1-\mu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad (2.38)$$

$$K_{ZSUR} = \frac{2GL}{2-\mu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad (2.39)$$

$$K_{ZSUR} = Ky - \frac{0.2}{0.75-\mu} GL \left[1 - \frac{B}{L} \right] \quad (2.40)$$

dimana :

K = kekakuan spring (kg/cm)

G = modulus geser (*shear modulus*) (kg/cm²)

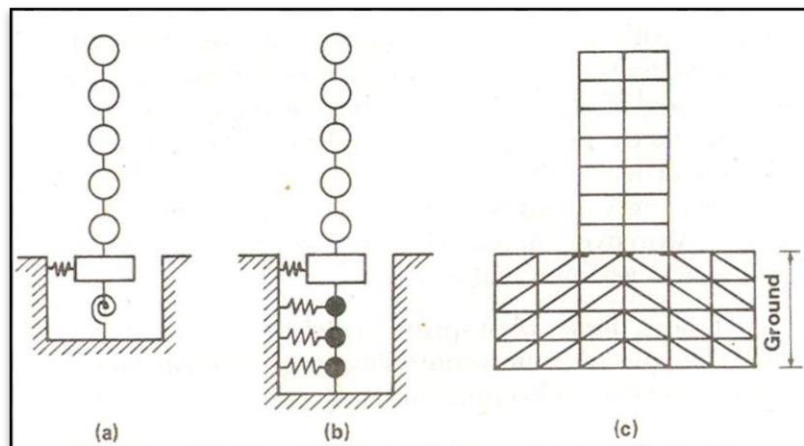
B = ½ ukuran lebar pondasi (cm)

$L = \frac{1}{2}$ ukuran panjang pondasi (cm)

$\mu = \text{poisson's ratio}$

2.10 Pemodelan Tanah dan Struktur

Tanah merupakan material yang tidak sepenuhnya kaku, oleh karena itu tanah di sekitar struktur akan berdeformasi akibat getaran gedung. Ini yang disebut interaksi antara struktur dan tanah akibat gempa bumi. Sering suatu struktur tidak hanya mengalami getaran arah horisontal tetapi juga putaran, ini terjadi akibat getaran tanah. Untuk mempelajari translasi dan rotasi pada gedung, kita harus menentukan pemodelan tanah yang cocok terlebih dahulu. Banyak model yang telah diusulkan seperti terlihat pada Gambar 2.17, beberapa model relatif sederhana sedangkan yang lain membutuhkan perumusan yang agak kompleks.



Gambar 2.17: Pemodelan tanah dan struktur.

1. Tanah dimodelkan sebagai *spring*.

Mungkin pemodelan yang paling sederhana untuk menganalisa getaran tanah pada gedung adalah model *spring*. Pada pemodelan ini, tumpuan gedung diasumsikan sebagai *spring* yang menggambarkan karakteristik tanah, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.17(a). Spring yang menahan rotasi dari gedung dinamakan sebagai *rocking spring*. Redaman dapat dimasukkan jika terdapat redaman yang kuat pada tanah. Konstanta pegas dapat dicari dengan percobaan

atau perhitungan secara teoritis. Percobaan dapat dilakukan dengan menggerakkan tanah menggunakan *vibration generator*.

Pada pendekatan teori, tanah diasumsikan sebagai bentuk *semi-infinite* dan gaya dinamik akibat gempa dikenakan pada pondasi. Kemudian kekuatan dan redaman dapat dihitung berdasarkan perbedaan fase antara gaya dan deformasi. Konstanta pegas dan koefisien redaman pernah dihitung oleh Newmark and Rosenblueth dengan metode ini pada tahun 1971. Dalam beberapa pendekatan teori murni, tanah diasumsikan sebagai bentuk *semi-infinite elastic* yang terdiri dari beberapa lapisan tanah.

2. Pemodelan tanah sebagai massa terpusat.

Pada pemodelan ini tanah dimodelkan sebagai massa terpusat yang saling berhubungan secara vertikal seperti ditunjukkan pada Gambar 2.17(b). Masing-masing massa terpusat, konstanta *spring* dan koefisien redaman menggambarkan karakteristik tiap lapisan tanah. Properti ini sangat sulit untuk ditentukan karena pemodelan ini tidak memperhitungkan disipasi energi. Lagipula asumsi bahwa tanah disekitar struktur adalah kaku masih dipertanyakan.

3. Pemodelan bentuk *semi-infinite*

Tanah diasumsikan sebagai material elastis yang seragam atau bentuk *viscoelastic semi-infinite*. Redaman dapat dimasukkan dan efek redaman dari tanah dapat juga disatukan kedalam analisis dengan mengasumsikan bahwa tanah adalah bentuk *viscoelastic*.

4. Pemodelan *Finite-Element*

Tanah didiskrit dalam bentuk *finite-element*, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.17(c). Ketidakseragaman properti tanah diijinkan untuk mendapatkan perbedaan material properti tanah pada masing masing *finite-element*. Perilaku tanah yang tidak elastik dapat diperhitungkan dengan metode *nonlinier finite-element*. Kekurangan dari pemodelan ini adalah kesulitan dalam analisa. Karena kesulitan dalam analisa ini pendiskritan harus hati-hati. Jika tanah terdiri dari beberapa lapisan yang menyebar dalam arah horisontal dengan material properti yang seragam, pendiskritan akan lebih sesuai dalam satu dimensi. Jika tanah terbentang panjang dan kedalaman rendah, pemodelan

tanah 2 dimensi lebih sesuai.

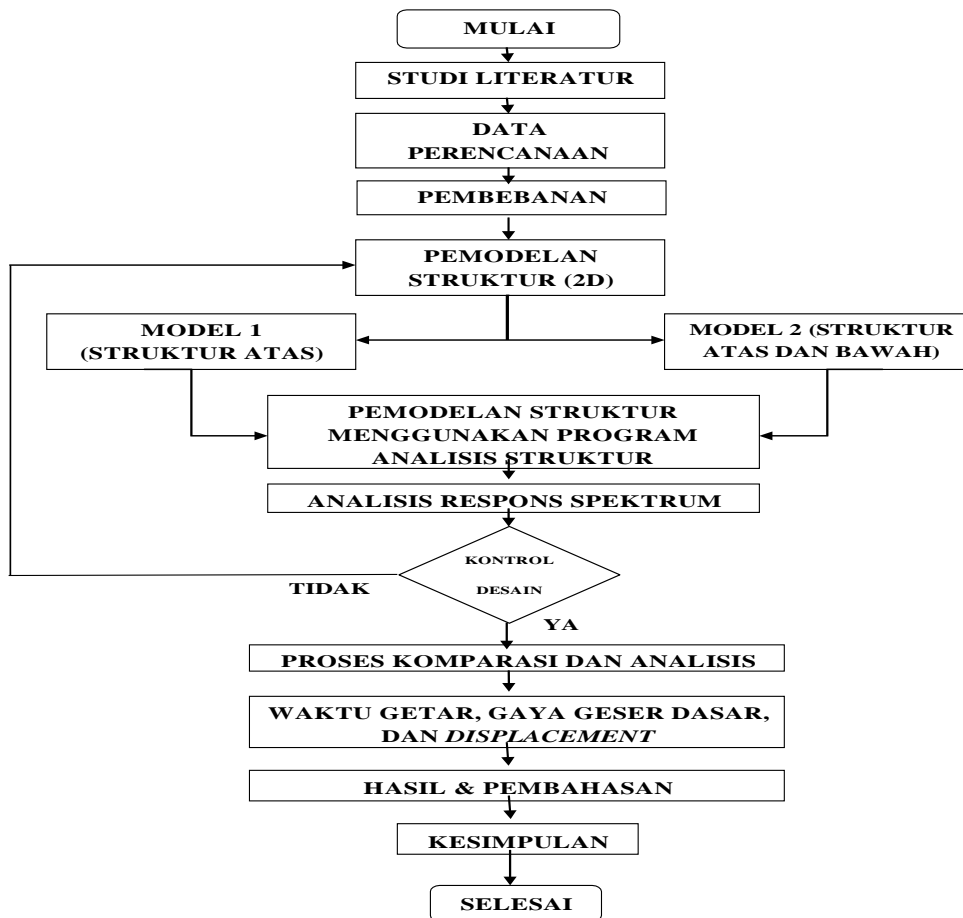
Jika lapisan atau bidang kontak antara struktur dan tanah simetris dengan perubahan sumbu vertikal maka analisa *axisymmetrical* akan lebih berguna. Pada beberapa kasus pembatasan kekakuan yang membatasi energi disipasi dari tanah harus digambarkan dalam pendiskritan. Pada model 2, asumsi input gerakan tanah tidak sesuai dengan keadaan yang sebenarnya. Dalam analisa ini tanah dimodelkan sebagai massa terpusat pada tiap lapisan dengan tumpuan *spring* pada masing-masing lapisan, *Spring* merupakan representasi dari sifat elastik lapisan tanah. Dalam jarak dan kedalaman tertentu dari bangunan, tanah dimodelkan sebagai elemen-elemen *shell*. Diskritasi dilakukan untuk mendefinisikan perbedaan properti tiap lapisan. Batas bawah tanah didefinisikan sebagai tumpuan kaku. Pemodelan tersebut akan dibandingkan dengan pemodelan struktur dengan tumpuan jepit.

BAB 3

METODE PENELITIAN

1.1. Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software* Analisis Struktur. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan pada Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini, analisis direncanakan dengan 2 model bangunan dengan jenis sistem rangka pemikul momen khusus. Hanya saja pada model pertama, analisis hanya

dilakukan pada struktur atas gedung saja, sedangkan pada model kedua, analisis dilakukan pada struktur atas dan bawah gedung dengan memperhitungkan interaksi tanah dan struktur itu sendiri. Kedua model bangunan tersebut dianalisis secara elastis linier dengan menggunakan Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*).

1.2. Pemodelan Struktur

1.2.1. Data Perencanaan Struktur

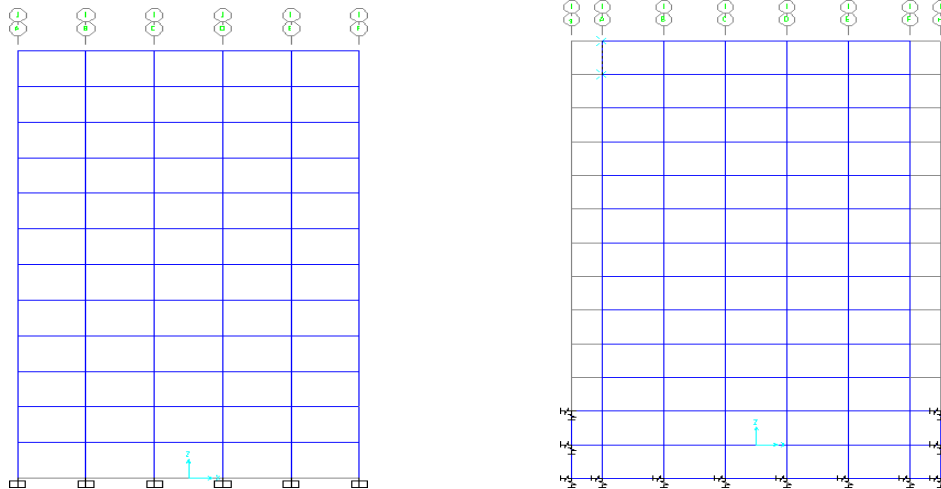
Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada kedua pemodelan tersebut yaitu :

1. Gedung difungsikan sebagai perkantoran terdiri dari 12 lantai.
2. Gedung terletak di Kota Manokwari.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE).
4. Gedung dikategorikan desain seismik (KDS) D.
5. Struktur utama bangunan adalah struktur baja.
6. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK).
7. Model gedung dimodelkan menjadi 2, yaitu model ke-1 hanya berupa struktur atas 12 lantai dengan perletakan jepit dan model ke-2 berupa struktur atas 12 lantai dan *basement* 2 lantai dengan perletakan *spring*.
8. Nilai redaman pada struktur gedung dan tanah besarnya dianggap sama sebesar 5%.
9. Pemodelan struktur dengan perletakan *spring* mengacu pada NIST GCR 12-917-21.
10. Perletakan *spring* diletakkan di bawah struktur *dummy* yang diasumsikan sebagai pemodelan tanah penahan struktur, dimana struktur *dummy* ini dimodelkan sebagai material yang sangat kaku dan memiliki nilai modulus elastisitas yang sangat tinggi.

1.2.2. Konfigurasi Bangunan

Pada tugas akhir ini, struktur yang direncanakan adalah struktur baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus yang dimodelkan menjadi 2, yaitu model

ke-1 hanya berupa struktur atas 12 lantai dengan perletakan jepit dan model ke-2 berupa struktur atas 12 lantai dan *basement* 2 lantai dengan perletakan *spring*. Permodelan struktur berupa 2 dimensi berbentuk persegi yang simetris. (*regular building*) yang terlihat pada Gambar 3.2(a) dan 3.2(b).



Gambar 3.2: Pemodelan Struktur : a) Perletakan Jepit dan b) Perletakan *Spring*.

Adapun model yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Model 1= Struktur baja dengan perletakan jepit-jepit.
2. Model 2= Struktur baja dengan perletakan *spring*.

1.2.3. Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah bangunan beraturan, sehingga kolom dan balok yang digunakan pada struktur bangunan adalah sama setiap lantai baik pada Model 1 maupun Model 2 seperti terlihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Konfigurasi dan dimensi kolom-balok.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu baja	Keterangan
Kolom	W30x391	BJ 41	Kolom untuk semua lantai
Balok	W30x211	BJ 41	Balok untuk semua lantai

1.2.4. Pemodelan Tanah

Model yang menyertakan interaksi tanah pada penelitian ini adalah Model *Spring*. Sifat tanah pada model *spring* direpresentasikan sebagai *modulus of subgrade reaction* (K_{sv}) seperti yang tampak pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Nilai kekakuan *spring*.

Jenis Tanah	Kedalaman	Nilai K_{sv} (kN/m ³)		Rotasi
	m	Horizontal	vertikal	kNm/rad
Pasir lepas	0-4.0	16000	8000	5700
Tanah berlempung	4.0-8.0	24000	12000	11400

Dimana pada kedalaman 0 sampai 4 m diasumsikan dengan jenis tanah berupa pasir lepas sedangkan untuk kedalaman 4 sampai 8 m diasumsikan dengan jenis tanah berupa tanah berlempung. Perletakan *spring* ini diletakkan dibawah struktur *dummy* yang diasumsikan sebagai sebagai pemodelan tanah penahan struktur, dimana struktur *dummy* ini dimodelkan sebagai material yang sangat kaku dan memiliki nilai modulus elastisitas yang sangat tinggi.

1.2.5. Analisis Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur yang dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) dan SNI 1727:2013. Pembebanan yang digunakan antara lain:

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap berupa kolom, balok, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan segala unsur tambahan *finishing*, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Berat sendiri bangunan dan komponen gedung.

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m

Tabel 3.3: *Lanjutan.*

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Beton	2200 kg/m
Beton Bertulang	2400 kg/m
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m
Dinding pasangan batako tanpa lubang	300 kg/m
Plafond	11 kg/m
Penggantung langit-langit	7 kg/m
Penutup lantai tanda adukan per cm tebal	24 kg/m
M&E	60 kg/m

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Adapun nilai beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 yang dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai.

Beban Hidup		Faktor Reduksi
Ruang Kantor	2.4 kN/m ²	0.41
Atap	0.96 kN/m ²	
Parkir	1.92 kN/m ²	

3. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respon seismik. Adapun untuk menentukan beban gempa dapat dilihat pada sub bab 2.7.

1.2.6. Spektrum Respons Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respons desain gempa harus dibuat terdahulu. Dengan data percepatan batuan dasar $S_s = 1.453$ dan $S_1 = 0.561$ pada kondisi tanah lunak yang berada di kota Manokwari. Spektrum desain gempa

rencana dianalisis berdasarkan tahap-tahap yang terdapat pada sub bab 2.7.5, maka akan didapatkan nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan spektrum respons desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

Nilai F_a	= 0,9	(berdasarkan Tabel 2.10)
Nilai F_v	= 2,4	(berdasarkan Tabel 2.11)
S_{MS}	= 1,314	(berdasarkan Pers. 2.4)
S_{MI}	= 1,362	(berdasarkan Pers. 2.5)
S_{DS}	= 0,876	(berdasarkan Pers. 2.6)
S_{DI}	= 0.908	(berdasarkan Pers. 2.7)
T_0	= 0,207	(berdasarkan Pers. 2.10)
T_s	= 1.037	(berdasarkan Pers. 2.11)

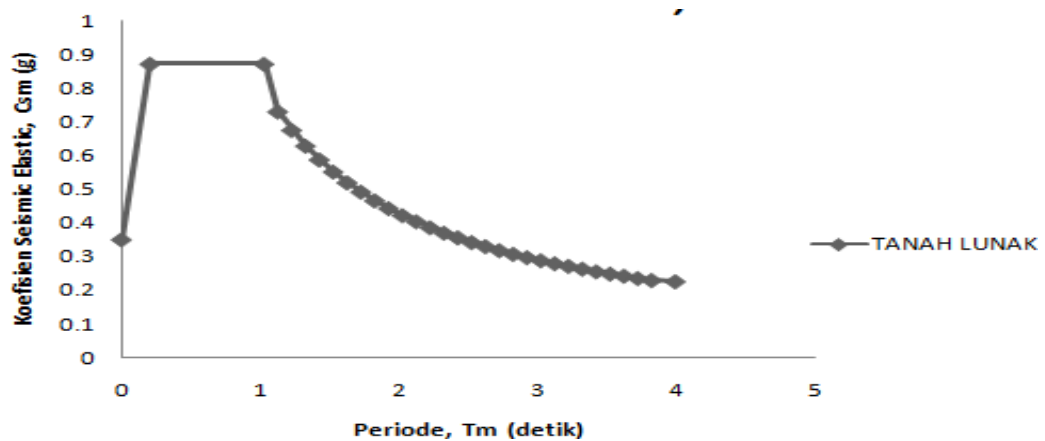
Respons spektrum percepatan disajikan dalam Tabel 3.5 dan respons spektrum *diplot* ke dalam grafik yang seperti pada Gambar 3.3.

Tabel 3.5: Respons spektrum desain gempa Manokwari dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

T (detik)	T (detik)	SA (g)
0	0	0.349
T0	0.206	0.872
TS	1.029	0.872
TS+0.1	1.129	0.73
TS+0.2	1.229	0.675
TS+0.3	1.329	0.628
TS+0.4	1.429	0.587
TS+0.5	1.529	0.551
TS+0.6	1.629	0.519
TS+0.7	1.729	0.491
TS+0.8	1.829	0.465
TS+0.9	1.929	0.442
TS+1	2.029	0.421
TS+1.1	2.129	0.403

Tabel 3.5: Lanjutan.

T (detik)	T (detik)	SA (g)
TS+1.2	2.229	0.385
TS+1.3	2.329	0.369
TS+1.4	2.429	0.355
TS+1.5	2.529	0.341
TS+1.6	2.629	0.329
TS+1.7	2.729	0.317
TS+1.8	2.829	0.306
TS+1.9	2.929	0.296
TS+2	3.029	0.287
TS+2.1	3.129	0.278
TS+2.2	3.229	0.27
TS+2.3	3.329	0.262
TS+2.4	3.429	0.254
TS+2.5	3.529	0.247
TS+2.6	3.629	0.241
TS+2.7	3.729	0.234
TS+2.8	3.829	0.228
4	4	0.224



Gambar 3.3: Grafik respons spektrum desain gempa Kota Manokwari dengan kondisi tanah lunak.

1.2.7. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah menggunakan desain kekuatan batas (DFBK) yang telah ditetapkan dalam SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Sebelum membuat kombinasi pembebanan terlebih dahulu untuk memeriksa nilai redundansi (ρ), yang akan digunakan dalam kombinasi pembebanan. Dari hasil pemeriksaan nilai redundansi (ρ), maka untuk pemodelan ini menggunakan nilai redundansi $\rho = 1,3$ dan $S_{Ds} = 0,876$. Maka kombinasi pembebanan dapat disajikan pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{Ds} = 0,872$ berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013.

KOMBINASI PEMBEBANAN								
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL						
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL				
Kombinasi 3	1.43	DL	1	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 4	0.97	DL	1	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 5	1.07	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.33	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.43	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	0.97	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.33	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.07	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1.13	DL			0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.67	DL			-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.77	DL			0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	1.03	DL			-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 15	1.13	DL			1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.67	DL			-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	1.03	DL			1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.77	DL			-1.3	EX	0.39	EY

1.2.8. Analisis Respons Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model.

Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons yang telah dijelaskan pada sub bab 2.7.5.

Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis spektrum respons ragam ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*) pada model 1 dan dengan metode kombinasi akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root Of The Sum Of Square/ SRSS*) pada model 2 dengan input gaya gempa menggunakan respons spektra desain berdasarkan sub bab 3.2.7. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kearah ortogonal.

Pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai redundansi (ρ) dapat diambil sama dengan 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan Tabel 2.17, selain itu nilai redundansi (ρ) harus diambil sama dengan 1,3. Perhitungan analisis modal partisipasi massa pada model 1 dan 2 dapat dilihat pada Bab 4.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas tentang hasil studi dari hasil analisis oleh program analisis struktur serta akan diperiksa berdasarkan peraturan yang telah ditentukan oleh SNI 1726:2012 dan SNI 7860:2015. Pada bab ini akan membandingkan hasil dari perilaku bangunan struktur baja dengan perletakan jepit (Model 1) dan bangunan struktur baja dengan perletakan *spring* sebagai bentuk interaksi tanah dan struktur (Model 2) dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

4.2. Hasil Analisis Model 1

4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Sesuai SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum UX*) pada *mode 2*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data hasil analisis ragam getar *output* program analisis struktur.

<i>MODAL PARTICIPATING MASS RATIO</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period case</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
MODAL	1	0.425763	0.801	0	0.00000224
MODAL	2	0.135761	0.905	0	0.00002748
MODAL	3	0.076614	0.941	0	0.00005311
MODAL	4	0.052633	0.959	0	0.054

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>MODAL PARTICIPATING MASS RATIO</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period case</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
MODAL	5	0.051377	0.961	0	0.812
MODAL	6	0.04694	0.962	0	0.832
MODAL	7	0.041416	0.962	0	0.844
MODAL	8	0.038283	0.975	0	0.844
MODAL	9	0.034522	0.975	0	0.846
MODAL	10	0.030941	0.975	0	0.846
MODAL	11	0.029753	0.984	0	0.846
MODAL	12	0.027144	0.984	0	0.846

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2 : Data hasil selisih persentase analisis ragam getar.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	68.1	NO OK	OK
T2-T3	43.6	NO OK	OK
T3-T4	31.3	NO OK	OK
T4-T5	2.4	OK	NO OK
T5-T6	8.6	OK	NO OK
T6-T7	11.8	OK	NO OK
T7-T8	7.6	OK	NO OK
T8-T9	9.8	OK	NO OK
T9-T10	10.4	OK	NO OK
T10-T12	3.8	OK	NO OK
T11-T12	8.8	OK	NO OK

Berdasarkan pada Tabel 4.2, analisis yang digunakan adalah Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*), karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.2.2. Berat Struktur

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat struktur dari suatu bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menahan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pada tugas akhir ini, perhitungan berat bangunan diambil dari analisis menggunakan program analisis struktur.

Peneliti tidak melakukan analisis perhitungan manual, sebab program analisis struktur telah menghitung berat struktur secara otomatis. Adapun massa struktur gedung dari output hasil program analisis struktur yang disajikan dalam Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan.

Lantai	Massa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	m	M
12	23428.4	0	15	0	15	0
11	23428.4	0	15	0	15	0
10	23428.4	0	15	0	15	0
9	23428.4	0	15	0	15	0
8	23428.4	0	15	0	15	0
7	23428.4	0	15	0	15	0
6	23428.4	0	15	0	15	0
5	23428.4	0	15	0	15	0
4	23428.4	0	15	0	15	0
3	23428.4	0	15	0	15	0
2	23428.4	0	15	0	15	0

Tabel 4.3: *Lanjutan.*

Lantai	Massa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	m	M
1	23428.4	0	15	0	15	0
Total	281140.8					

Pada Tabel 4.3, menunjukkan hasil massa struktur bangunan per lantai, dimana nilai absis pusat massa adalah sama dengan nilai absis pusat kekakuan adalah 15 m. Oleh karena itu, struktur bangunan pada Model 1 tidak memiliki eksentrisitas sebab nilai pusat massa dan pusat kekakuan saling berimpit satu sama lain, maka struktur tidak diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, kombinasi respon dinamik untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_I) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen seperti tertera pada Pers 4.1, maka gaya geser dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0.85 \frac{V_I}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

Dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

V_I = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.4 dan Tabel 4.5.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	V_I (kN)
Gempa X	3713.92

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum output program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	Global FX	Global FY
Text	Text	Text	kN	kN
Gempa X	LinRespSpec	Max	244.213	0

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama seperti tertera pada Pers. 4.2. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

$$\text{Syarat : } V_t \geq 0.85 V_1 \quad (4.2)$$

$$\text{EQx : } 244.213 \text{ kN} \geq 0.85 \times 3713.92 \text{ kN}$$

$$\text{: } 244.213 \text{ kN} \leq 3156.832 \text{ kN (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

Dari perhitungan di atas bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_1), karena faktor skala yang didapat lebih dari 1, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan yaitu dengan mengalikan faktor skala seperti dibawah ini.

$$0.85 \frac{V_1}{V_t} = 0.85 \times \frac{3713.92}{244.213} = 12.927 \geq 1 \text{ (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

Nilai tersebut kemudian diinput dengan faktor awal didalam program analisis struktur. Berikut ini merupakan hasil nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum setelah dilakukan revisi dengan faktor skala tertera pada Tabel 4.6. Untuk perhitungan lebih detail mengenai analisis respons spektrum, waktu getar alami dapat dilihat pada Lampiran A1.

Tabel 4.6: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum output program analisis struktur setelah revisi.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	Global FX	Global FY
Gempa X	LinRespSpec	Max	3157.06	0

Cek EQx : 3157 kN \geq 0.85 x 3713.92 kN

: 3157 kN \leq 3156.832 kN (Memenuhi Syarat)

$$0.85 \frac{V_1}{V_t} = 0.85 \times \frac{3713.92}{3157.06} = 0.99 \leq 1 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Tabel 4.7: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala.

Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala
(X-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	Arah X
3157.068	3156.834	0.99

4.2.2. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub bab 2.5.10 (3), untuk struktur yang dirancang kategori desain seismik D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi (ρ)1,0.

Lantai	V _x (kN)	35 % V _x Base Shear	Kontrol
12	5202.25	132504.9	NOT OKE
11	15606.76	132504.9	NOT OKE

Tabel 4.8: *Lanjutan.*

Lantai	V_x (kN)	35 % V_x Base Shear	Kontrol
10	31213.52	132504.9	NOT OKE
9	52022.54	132504.9	NOT OKE
8	78033.81	132504.9	NOT OKE
7	109247.33	132504.9	NOT OKE
6	145663.10	132504.9	OKE
5	187281.13	132504.9	OKE
4	234101.42	132504.9	OKE
3	286123.95	132504.9	OKE
2	343348.75	132504.9	OKE
1	378585.32	132504.9	OKE

Dari Tabel 4.8, gaya geser pada lantai 7 sampai 12 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi (ρ) pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

4.2.5. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah arah gempa. Nilai gaya geser setiap lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.9. dan beserta diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang struktur yang tertera pada Gambar 4.1.

Tabel 4.9: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

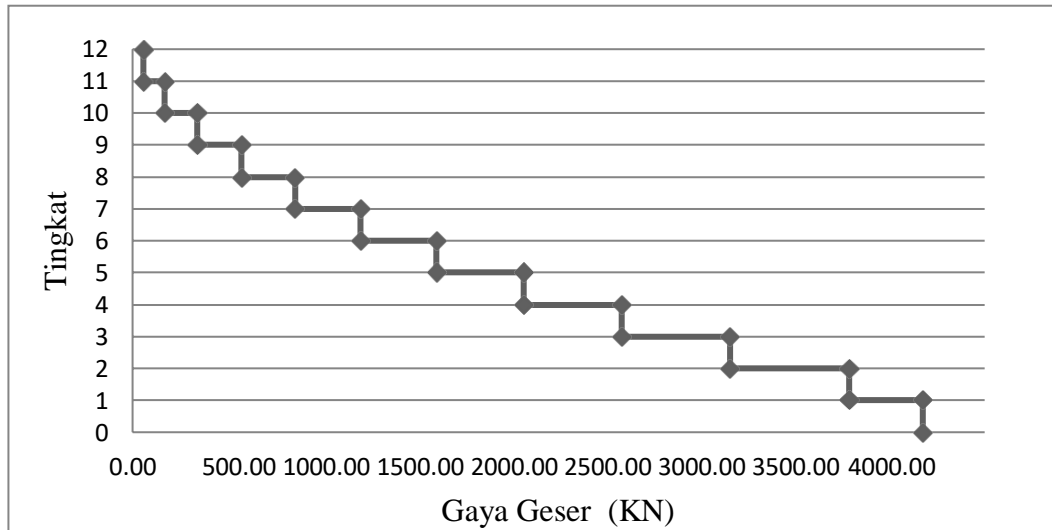
Tingkat	Tinggi m	Lokasi	V_x Kn
12	48	<i>Top</i>	50.98
		<i>Bottom</i>	50.98

Tabel 4.9: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi m	Lokasi	V _x Kn
11	44	<i>Top</i>	152.95
		<i>Bottom</i>	152.95
10	40	<i>Top</i>	305.89
		<i>Bottom</i>	305.89
9	36	<i>Top</i>	509.82
		<i>Bottom</i>	509.82
8	32	<i>Top</i>	764.73
		<i>Bottom</i>	764.73
7	28	<i>Top</i>	1070.62
		<i>Bottom</i>	1070.62
6	24	<i>Top</i>	1427.50
		<i>Bottom</i>	1427.50
5	20	<i>Top</i>	1835.36
		<i>Bottom</i>	1835.36
4	16	<i>Top</i>	2294.19
		<i>Bottom</i>	2294.19
3	12	<i>Top</i>	2804.01
		<i>Bottom</i>	2804.01
2	8	<i>Top</i>	3364.82
		<i>Bottom</i>	3364.82
1	4	<i>Top</i>	3710.14
		<i>Bottom</i>	3710.14
0	0	<i>Top</i>	0
		<i>Bottom</i>	0

Pada Tabel 4.9, menunjukkan gaya geser maksimum pada tiap lantai pada struktur.

Untuk perhitungan gaya geser setiap lantai dapat dilihat pada Lampiran B 1.



Gambar 4.1: Diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang struktur berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen.

4.2.6. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas dan lantai dibawahnya. Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δa) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.14. Pada Tabel 4.10 menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai. Simpangan ditinjau secara keseluruhan dan diambil simpangan maksimum pada tiap lantai dengan tinggi tiap lantai adalah 4 meter.

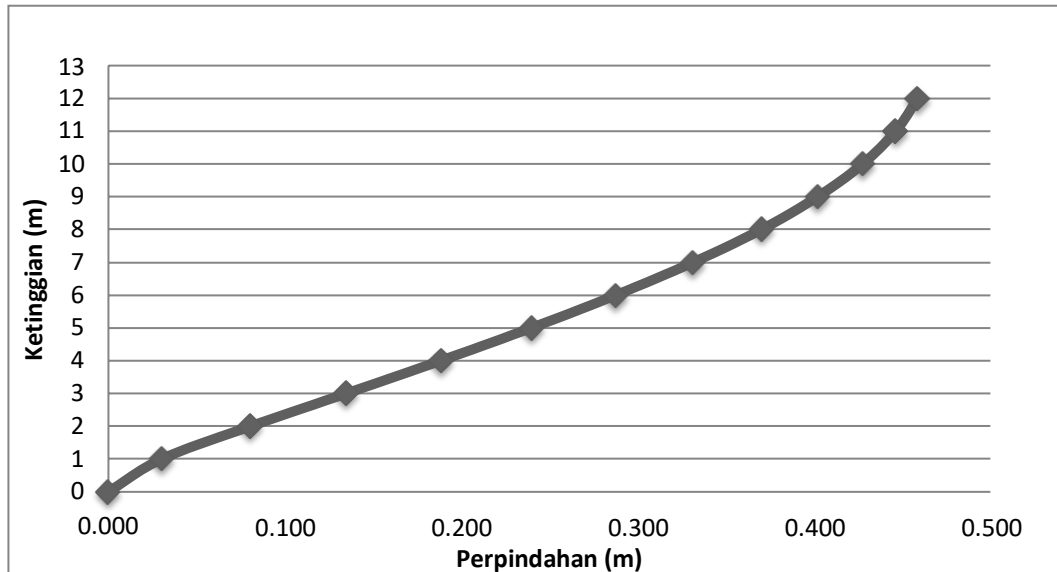
Tabel 4.10: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Tingkat	<i>Displacemen</i>	<i>Displacement</i>	Simpangan	Syarat	Cek
	<i>t</i>	Total	Antar Tingkat		
	δe	$(\delta e * C_d) / I_e$	(Δ)		
	X (m)	X (m)	X (m)	(m)	
12	0.0834	0.459	0.013	0.062	OK
11	0.0811	0.446	0.019	0.062	OK

Tabel 4.9: Lanjutan.

Tingkat	<i>Displacemen</i> t δ_e X (m)	<i>Displacement</i> Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e X (m)	Simpangan Antar Tingkat (Δ) X (m)	Syarat (m)	Cek
10	0.0777	0.428	0.026	0.062	OK
9	0.0731	0.402	0.032	0.062	OK
8	0.0673	0.370	0.039	0.062	OK
7	0.0603	0.331	0.044	0.062	OK
6	0.0523	0.288	0.048	0.062	OK
5	0.0436	0.240	0.051	0.062	OK
4	0.0343	0.188	0.054	0.062	OK
3	0.0245	0.135	0.054	0.062	OK
2	0.0146	0.081	0.050	0.062	OK
1	0.0055	0.030	0.030	0.062	OK
0	0.0000	0.000	0.000	0.062	OK

Pada Tabel 4.9 menunjukkan, perpindahan dan simpangan antar lantai maksimum yang terjadi pada struktur. Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai dan diagram perpindahan (*inter story drift*) terlihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2: Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai.

Pada Gambar 4.2 menunjukkan, perpindahan antar lantai maksimum yang terjadi pada struktur, dimana terlihat perpindahan secara konstan mengalami kenaikan pada tiap lantai. Simpangan maksimum pada struktur ditinjau pada bagian yang sama yaitu pada bagian *joint* puncak tiap tingkat struktur gedung.

4.2.10. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, pengaruh P-Delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini ditentukan berdasarkan nilai koefisien stabilitas (θ). Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta yang disajikan pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11: Perhitungan P-Delta berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (Δ) (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kg)	Beban Vertikal Total (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
12	48	0.013	5202.254	260256.525	0.000033	P-Del No

Tabel 4.11: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (Δ) (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kg)	Beban Vertikal Total (kN)	Stability	Cek
11	44	0.019	10404.507	721341.175	0.0000025	P-Del No
10	40	0.026	15606.761	1182425.825	0.0000022	P-Del No
9	36	0.032	20809.015	1643510.475	0.0000021	P-Del No
8	32	0.039	26011.269	2104595.125	0.0000020	P-Del No
7	28	0.044	31213.522	2565679.775	0.0000019	P-Del No
6	24	0.048	36415.776	3026764.425	0.0000018	P-Del No
5	20	0.240	41618.030	3487849.075	0.0000079	P-Del No
4	16	0.188	46820.284	3948933.725	0.0000055	P-Del No
3	12	0.135	52022.537	4410018.375	0.0000036	P-Del No
2	8	0.050	57224.791	4871103.025	0.0000012	P-Del No
1	4	0.030	35236.579	5332187.675	0.0000012	P-Del No

Pada Tabel 4.10 menunjukkan nilai stabilitas rasio (θ). Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.3. Hasil Analisis Model 2

4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Sesuai SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 2, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum UX*) pada *mode 3*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Data hasil analisis ragam getar *output* program analisis struktur.

<i>MODAL PARTICIPATING MASS RATIO</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period case</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
MODAL	1	0.64388	0.415	0	0.477
MODAL	2	0.618	0.673	0	0.965
MODAL	3	0.210074	0.985	0	0.992
MODAL	4	0.116324	0.985	0	1
MODAL	5	0.095267	0.999	0	1
MODAL	6	0.060699	1	0	1
MODAL	7	0.044013	1	0	1
MODAL	8	0.042647	1	0	1
MODAL	9	0.034876	1	0	1
MODAL	10	0.032513	1	0	1
MODAL	11	0.029475	1	0	1
MODAL	12	0.029008	1	0	1

Dapat dilihat pada Tabel 4.13 persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.13: Data hasil selisih persentase analisis ragam getar.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	196.0	NO OK	OK
T2-T3	134.0	NO OK	OK
T3-T4	44.6	NO OK	OK
T4-T5	18.1	NO OK	OK
T5-T6	36.3	NO OK	OK
T6-T7	27.5	NO OK	OK
T7-T8	3.1	OK	NO OK
T8-T9	18.2	NO OK	OK

Tabel 4.13: *Lanjutan.*

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T9-T10	6.8	OK	NO OK
T10-T12	9.3	OK	NO OK
T11-T12	1.6	OK	NO OK

Berdasarkan pada Tabel 4.13, analisis yang digunakan adalah Metode Kombinasi Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root Of The Sum Of Square/ SRSS*), karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih besar dari 15%.

4.3.2. Berat Struktur

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat struktur dari suatu bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menahan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pada tugas akhir ini, perhitungan berat bangunan diambil dari analisis menggunakan program analisis struktur.

Peneliti tidak melakukan analisis perhitungan manual, sebab program analisis struktur telah menghitung berat struktur secara otomatis. Adapun massa struktur gedung dari output hasil program analisis struktur yang disajikan dalam Tabel 4.14.

Tabel 4.14: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan.

Lantai	Massa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	m	m
12	46309.84	0	15	0	15	0
11	46309.84	0	15	0	15	0

Tabel 4.14: *Lanjutan.*

Lantai	Massa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	m	m
9	46309.84	0	15	0	15	0
8	46309.84	0	15	0	15	0
7	46309.84	0	15	0	15	0
6	46309.84	0	15	0	15	0
5	46309.84	0	15	0	15	0
4	46309.84	0	15	0	15	0
3	46309.84	0	15	0	15	0
2	46309.84	0	15	0	15	0
1	46309.84	0	15	0	15	0
Basement 1	49834.74	0	15	0	15	0
Basement 2	49834.74	0	15	0	15	0
Total	655387.56					

Pada Tabel 4.14, menunjukkan hasil massa struktur bangunan per lantai, dimana nilai absis pusat massa adalah sama dengan nilai absis pusat kekakuan adalah 15 m. Oleh karena itu, struktur bangunan pada Model 2 tidak memiliki eksentrisitas sebab nilai pusat massa dan pusat kekakuan saling berimpit satu sama lain, maka struktur tidak diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi berdasarkan SNI 1726:2012.

4.3.3. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 13.2.1, Dalam memperhitungkan pengaruh interaksi tanah-struktur, gaya geser dasar (V) yang didapatkan dari prosedur lateral ekuivalen harus direduksi yang terdapat pada Pers. 2.20.

$$\tilde{V} = V - \Delta V$$

Reduksi (ΔV) harus dihitung sesuai Pers. 2.21, tetapi nilainya tidak boleh melebihi $0,3V$.

$$\begin{aligned} \Delta V &= \left[C_s - \tilde{C}_s \left(\frac{0,05}{\tilde{\beta}} \right)^{0,4} \right] \bar{W} \leq 0,3V \\ &= [0.0629 - 0.0579 \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.4}] \times 5343651.3 \text{ kg} \leq 0.3 \times 442236.55 \\ &= 26891.7 \leq 132670.96 \text{ (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

$$\tilde{V} = 442236.55 - 26891.7 = 415344.87 \text{ kg atau } 4074.53 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan nilai perioda efektif SSI serta nilai C_s SSI terlampir pada lampiran A2.

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.15 dan Tabel 4.16.

Tabel 4.15: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	4074.53

Tabel 4.16: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum output program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	Global FX	Global FY
Text	Text	Text	kN	kN
Gempa X	LinRespSpec	Max	503.855	0

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama

seperti tertera pada Pers. 4.2. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

$$\text{Syarat : } V_t \geq 0.85$$

$$\text{EQx : } 503.855 \text{ kN} \geq 0.85 \times 4074.53 \text{ kN}$$

$$\text{: } 503.855 \text{ kN} \leq 3463.353 \text{ kN (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

Dari perhitungan di atas bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_I), karena faktor skala yang didapat lebih dari 1, maka gaya geser dasar nominal yang didapat dari analisa ragam respon spektrum yang telah dilakukan dapat digunakan yaitu dengan mengalikan faktor skala seperti dibawah ini.

$$0.85 \frac{V_I}{V_t} = 0.85 \times \frac{3463.353}{503.855} = 6.873 \geq 1 \text{ (Tidak Memenuhi Syarat)}$$

Nilai tersebut kemudian diinput dengan faktor awal didalam program analisis struktur. Berikut ini merupakan hasil nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum setelah dilakukan revisi dengan faktor skala tertera pada Tabel 4.16.

Tabel 4.17: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum output program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	Global FX	Global FY
Text	Text	Text	kN	kN
Gempa X	LinRespSpec	Max	3463.357	0

$$\text{Cek EQx : } 3463.357 \text{ kN} \geq 0.85 \times 4074.53 \text{ kN}$$

$$\text{: } 3463.357 \text{ kN} \leq 3463.353 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

$$0.85 \frac{V_I}{V_t} = 0.85 \times \frac{3463.357}{3463.357} = 0.85 \geq 1 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Tabel 4.18: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala.

Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala
(X-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	Arah X
3269.76	3269.56	1.000

4.3.4. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub bab 2.5.10 (3), untuk struktur yang dirancang kategori desain seismik D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi (ρ) 1,0.

Lantai	V_x (kN)	35 % V_x Base Shear	Kontrol
12	35.09	1516.9	NOT OKE
11	98.26	1196.5	NOT OKE
10	237.50	1516.9	NOT OKE
9	419.58	1516.9	NOT OKE
8	644.51	1516.9	NOT OKE
7	912.28	1516.9	NOT OKE
6	1222.89	1196.5	OKE
5	1576.35	1516.9	OKE
4	1972.64	1516.9	OKE
3	2411.79	1516.9	OKE
2	2893.77	1196.5	OKE
1	3418.60	1516.9	OKE
Basement 1	3986.27	1196.5	OKE

Tabel 4.18: *Lanjutan.*

Lantai	V_x (kN)	35 % V_x Base Shear	Kontrol
Basement 2	4333.92	1516.9	OKE

Dari Tabel 4.18, gaya geser pada lantai 7 sampai lantai 12 (atap) dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi (ρ) pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

4.3.5. Gaya Geser Lantai

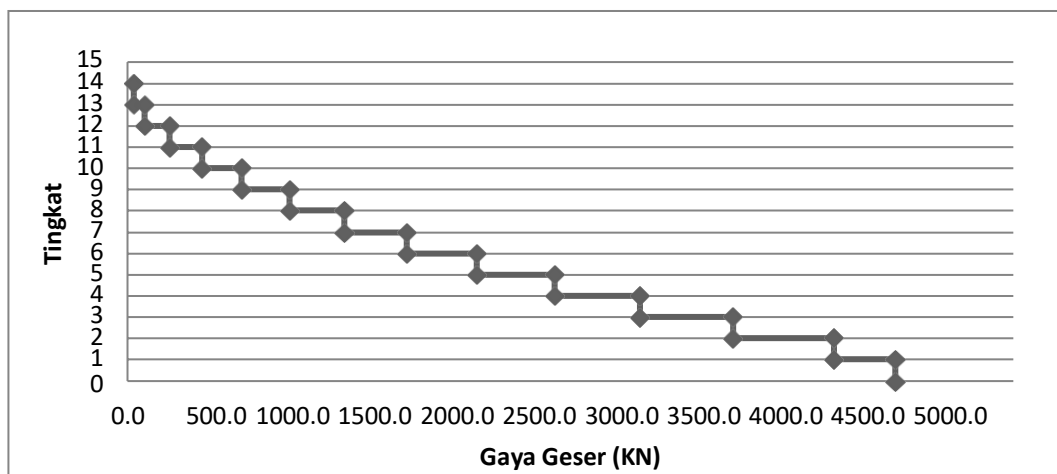
Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah arah gempa. Nilai gaya geser setiap lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.20. dan beserta diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang struktur yang tertera pada Gambar 4.3.

Tabel 4.20: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V_x
	m		Kn
12	48	<i>Top</i>	35.09
		<i>Bottom</i>	35.09
11	44	<i>Top</i>	98.26
		<i>Bottom</i>	98.26
10	40	<i>Top</i>	237.50
		<i>Bottom</i>	237.50
9	36	<i>Top</i>	419.58
		<i>Bottom</i>	419.58
8	32	<i>Top</i>	644.51
		<i>Bottom</i>	644.51

Tabel 4.20: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx
	m		Kn
7	28	Top	912.28
		Bottom	912.28
6	24	Top	1222.86
		Bottom	1222.89
5	20	Top	1576.35
		Bottom	1576.35
4	16	Top	1972.64
		Bottom	1972.64
3	12	Top	2411.79
		Bottom	2411.79
2	8	Top	2893.77
		Bottom	2893.77
1	4	Top	3418.6
		Bottom	3418.6
Basement 1	2	Top	3986.27
		Bottom	3986.27
Basement 2	4	Top	4333.92
		Bottom	4333.92



Gambar 4.3: Diagram gaya geser tingkat nominal.

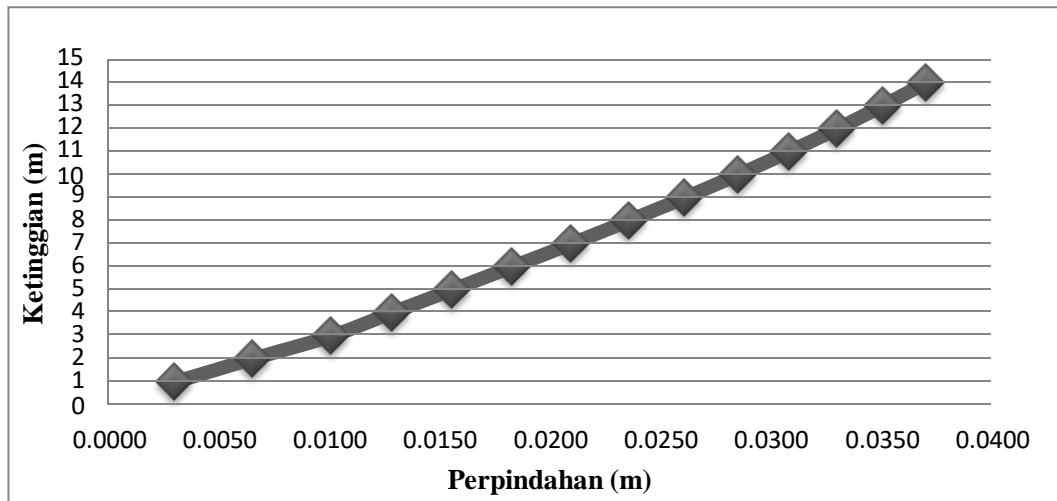
4.3.6. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas dan lantai dibawahnya. Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δa) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.20. Pada Tabel 4.21 menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai. Simpangan ditinjau secara keseluruhan dan diambil simpangan maksimum pada tiap lantai dengan tinggi tiap lantai adalah 4 meter.

Tabel 4.21: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Tingkat	<i>Displacement</i>	<i>Displacement</i> Total	Simpangan Antar Tingkat	Syarat	Cek
	δ_e	$(\delta_e * C_d) / I_e$	(Δ)		
	X (m)	X (m)	X (m)	(m)	
12	0.0371	0.204	0.011	0.062	OK
11	0.0351	0.193	0.011	0.062	OK
10	0.0330	0.182	0.012	0.062	OK
9	0.0309	0.170	0.013	0.062	OK
8	0.0285	0.157	0.013	0.062	OK
7	0.0261	0.144	0.014	0.062	OK
6	0.0236	0.130	0.014	0.062	OK
5	0.0210	0.115	0.015	0.062	OK
4	0.0183	0.101	0.015	0.062	OK
3	0.0156	0.086	0.015	0.062	OK
2	0.0128	0.070	0.015	0.062	OK
1	0.0101	0.056	0.020	0.062	OK
Basement 1	0.0065	0.036	0.019	0.062	OK
Basement 2	0.0030	0.017	0.017	0.062	OK

Pada Tabel 4.21 menunjukkan, perpindahan dan simpangan antar lantai maksimum yang terjadi pada struktur. Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai dan diagram perpindahan (*inter story drift*) terlihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Diagram perpindahan struktur pada setiap lantai.

Pada Gambar 4.4. menunjukkan, perpindahan antar lantai maksimum yang terjadi pada struktur, dimana terlihat perpindahan secara konstan mengalami kenaikan pada tiap lantai.

4.3.7. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisien stabilitas (θ). Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta yang disajikan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22: Perhitungan P-Delta pada arah x berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (Δ) (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kg)	Beban Vertikal Total (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
12	4	0.011	3580.930	592684.840	0.0000041	P-Del No

Tabel 4.22: Lanjutan.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (Δ) (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kg)	Beban Vertikal Total (kN)	Stability	Cek
11	4	0.011	6445.673	981063.330	0.0000024	P-DelNo
10	4	0.012	14208.158	1369441.82	0.0000012	P-Del No
9	4	0.013	18579.899	1962126.66	0.0000009	P-Del No
8	4	0.013	22951.640	2554811.50	0.0000008	P-Del No
7	4	0.014	27323.381	3147496.34	0.0000007	P-Del No
6	4	0.014	31695.122	3740181.18	0.0000006	P-Del No
5	4	0.015	36066.862	4332866.02	0.0000006	P-Del No
4	4	0.015	40438.603	4925550.86	0.0000005	P-Del No
3	4	0.015	44810.344	5518235.70	0.0000005	P-Del No
2	4	0.015	49182.085	6110920.54	0.0000004	P-Del No
1	4	0.020	53553.826	6703605.38	0.0000005	P-Del No
Basement 1	4	0.019	57925.567	7296290.22	0.0000005	P-Del No
Basement 2	4	0.017	35474.462	7888975.06	0.0000006	P-Del No

Pada Tabel 4.22. menunjukkan nilai stabilitas rasio (θ). Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.4. Perbandingan Hasil Analisis

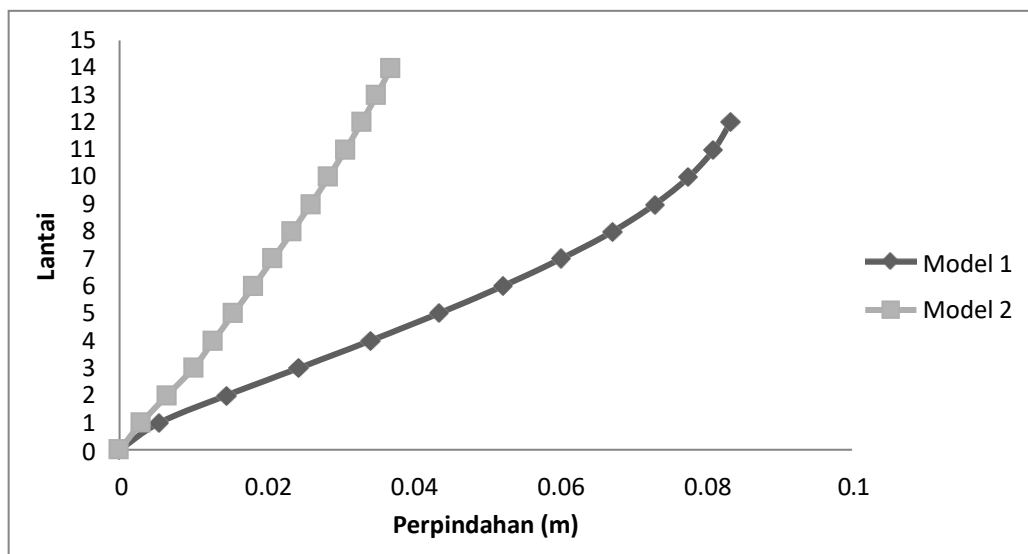
4.4.1. Waktu Getar Alami

Adapun hasil analisis dari waktu getar alami dari model 1 dan model 2 akan dijelaskan pada lampiran A1 dan A2, namun untuk hasil analisisnya sebagai berikut:

- Model 1 (Perletakan Jepit) = 1.602 detik
- Model 2 (Perletakan *Spring*) = 1.9669 detik

4.4.2 Displacement

Simpangan ditinjau secara keseluruhan dan diambil simpangan maksimum tiap tingkat dengan tinggi tiap tingkatnya adalah 4 meter. Adapun hasil perbandingan simpangan maksimum antara kedua model diperlihatkan pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Diagram perbandingan perpindahan struktur setiap lantai.

Dari Gambar 4.5. terlihat bahwa perbedaan yang sangat mencolok antara model 1 dan model 2, hal ini disebabkan oleh berat struktur yang berbeda serta pemakaian perletakan yang berbeda. Tampak pada model 2 perpindahan lebih kecil

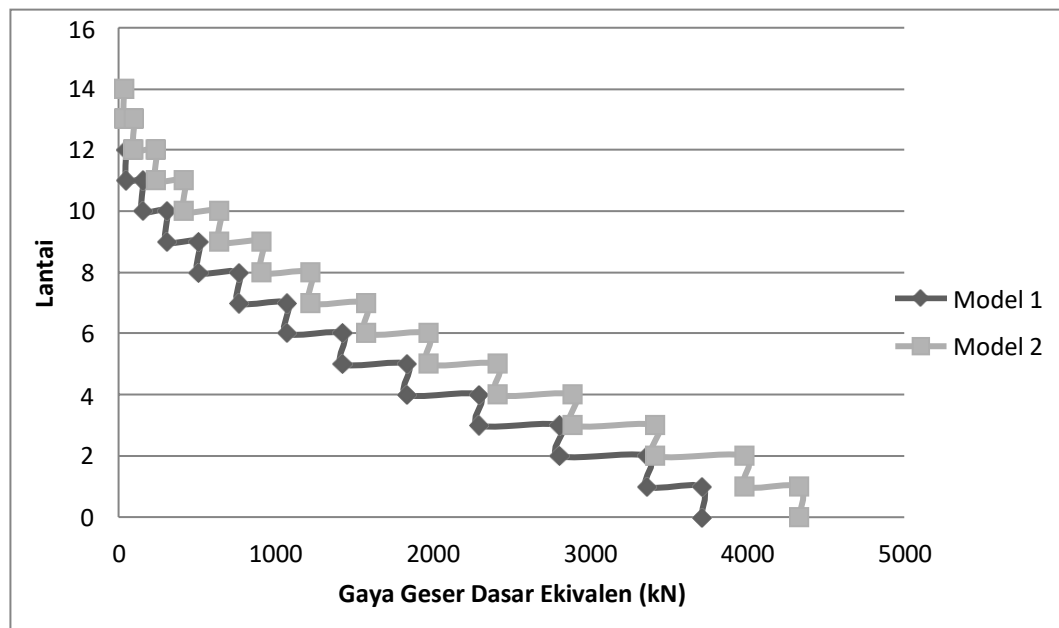
dikarenakan adanya kekakuan tanah yang mempengaruhi kekakuan struktur atas sehingga simpangan yang terjadi menjadi lebih kecil.

4.4.3 Gaya Geser Dasar

Dari hasil analisis yang telah dilakukan didapati bahwa gaya geser dasar Model SSI lebih besar daripada Model tanpa SSI, hal ini dikarenakan adanya perbedaan ketinggian struktur serta berat struktur itu sendiri. Hal lain yang juga mempengaruhi gaya geser dasar pada model SSI adalah adanya kekakuan tanah yang sangat berpengaruh terhadap gaya geser dasar struktur tersebut. Berikut adalah hasil analisis gaya geser dasar masing-masing model:

- Model 1 = $V_s = 3713.92 \text{ Kn}$
- Model 2 = $V_s = 4074.53 \text{ Kn}$

Berikut adalah perbandingan gaya geser ekivalen tiap lantai untuk masing-masing model, seperti tertera pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6: Diagram perbandingan gaya geser ekivalen tiap lantai.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Sesuai hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan dari kedua model tersebut yaitu bangunan struktur baja dengan perletakan jepit (Model 1) dan bangunan struktur baja dengan perletakan *spring* sebagai bentuk interaksi tanah dan struktur (Model 2) dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga dapat diambil kesimpulan yaitu:

1. Dari hasil analisis kedua model, maka perioda getar alami masing-masing kedua model tersebut adalah:

- Perioda getar alami struktur untuk Model 1 yaitu 1.602 detik
- Perioda getar alami struktur untuk Model 2 yaitu 1.9669 detik.

Dapat dilihat bahwa perioda getar alami struktur untuk Model 2 lebih besar dari perioda alami struktur untuk Model 1. Hal ini dikarenakan pada Model 2 menggunakan perletakan *spring* sebagai bentuk interaksi tanah, dimana nilai kekakuan tanah menjadi faktor yang sangat mempengaruhi perioda getar alami struktur Model 2.

2. Perpindahan yang terjadi dari kedua model tersebut masih dalam kondisi batas keamanan. Simpangan dari masing-masing kedua model tersebut adalah :

- Nilai perpindahan total dari Model 1 adalah 0,459 m.
- Nilai perpindahan total dari Model 2 adalah 0,204 m

Dapat dilihat bahwa perpindahan total struktur untuk Model 2 pada tingkat maksimumnya lebih kecil dari perpindahan total struktur pada tingkat maksimumnya untuk Model 1. Hal ini dikarenakan pengaruh dari kekakuan tanah pada struktur Model 2 sehingga membuat struktur atas dari Model 2 tidak mengalami *displacement* yang besar.

3. Nilai rasio antara simpangan antar tingkat (*drift ratio*) terbesar yang diperoleh dari masing-masing kedua model tersebut yaitu:

- *Drift ratio* Model 1 adalah 0,014 m
- *Drift ratio* Model 2 adalah 0,005 m

4. Nilai Gaya Geser yang dihasilkan dari masing-masing kedua model tersebut adalah:

- Gaya geser untuk Model 1 yaitu 3713,92 kN
- Gaya geser untuk Model 2 yaitu 4074.53 kN

Gaya geser yang terjadi pada Model 2 lebih besar daripada Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh berat total struktur yang dimiliki oleh struktur Model 2.

5.2. Saran

Pada tugas akhir ini analisis yang digunakan adalah analisis respons spektrum ragam hingga batas elastik linier saja, maka perlu peninjauan terhadap batas platis menggunakan analisis non-linier yaitu statik non-linier (*pushover*) dan dinamik non-linier yaitu NLTHA (*non-linier time history analysis*) yang berdasarkan dengan konsep PBSB (*performance based seismic design*) yang dipadukan dengan teknik analisis yang lebih mukhtahir. Sehingga dapat mengetahui batas leleh maksimum dan indeks kehancuran pada struktur atau level kinerja struktur berdasarkan ATC-40.

Perlu dilakukan studi lebih lanjut terkait nilai kekakuan spring dengan memvariasikan jenis tanah serta kedalamannya.

DAFTAR PUSTAKA

- Adhikary, S., Singh, Y., & Paul, D. K. (n.d.). *Modelling Of Soil-Foundation-Structure System*, 1–13.
- Arifin, J., Purwanto, H., & Syafa'at, I (2017) Pengaruh Jenis Elektroda Terhadap Sifat Mekanik Hasil Pengelasan SMAW Baja ASTM A36. *Jurnal Teknik Mesin Universitas Wahid Hasyim Semarang*, Vol.13(1), hal. 27-31.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Bowles, J. E. (1988) *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta: Erlangga.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.
- Marasabessy, M. I., & Widodo, W. (2019) Pengaruh Interaksi Kinematika Massa Bangunan Terhadap Respons Non Linear Inelastik Lapisan Tanah. *Jurnal TEKNISIA*, Vol. 22 (1)
- Nandi (2006). *Gempa Bumi. Jurnal Teknik Sipil Universitas Pendidikan Indonesia*.
- National Institute of Standards and Technology. (2012) *Soil-Structure Interaction for Building Structure. Maryland: United State*.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Smadi, S. (2015) *Resonance Effect on Structures Subjected to Earthquake Loads Due to Soil Structure Interaction. Journal of University of Jordan: Amman*.

Sungkono, K. K. D. (2017). Analisis Struktur Sistem Rangka Penahan Momen Biasa Pada Berbagai Jenis Tanah Berdasarkan Displacement dan Drift. *Jurnal Teknik Sipil*.

LAMPIRAN

A. Perhitungan Analisa

Perioda Alami Struktur

Penentuan perioda fundamental struktur akan diperlukan dalam analisa prosedur gaya lateral ekuivalen yang berdasarkan SNI 1726:2012.

- **Model 1**

Data Struktur:

Tinggi Lantai 1-12 = 4 m

$h_n = 48$ m

$C_u = 1.4$

$C_t = 0.0724$

$x = 0.8$

Syarat perioda fundamental yang digunakan:

Jika $T_c > C_u \cdot T_a$ maka $T = C_u \cdot T_a$

Jika $T_a < T_c < C_u \cdot T_a$ maka $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$ maka $T = T_a$

Dengan T_c adalah perioda yang diperoleh dari program analisis struktur.

Tabel A.1: Penentuan perioda fundamental struktur Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda				
T_a min	T_a max	T_c	T dipakai	Kontrol
1.602	2.2428	0.425	1.602	OK

Berdasarkan Tabel A.1, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda minimum yaitu 1.602 detik.

- **Model 2**

Data Struktur:

Tinggi Lantai 1-12 = 4 m
 Tinggi *basement* 1-2 = 4 m
 hn = 56 m
 Cu = 1.4
 Ct = 0.0724
 x = 0.8

Syarat perioda fundamental yang digunakan:

Jika $T_c > C_u \cdot T_a$ maka $T = C_u \cdot T_a$

Jika $T_a < T_c < C_u \cdot T_a$ maka $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$ maka $T = T_a$

Dengan T_c adalah perioda yang diperoleh dari program analisis struktur.

Hasil perhitungan:

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)}$$

Tabel A.2: Penentuan perioda fundamental struktur Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda				
Ta min	Ta max	Tc	T dipakai	Kontrol
1.813	2.538	1.9669	1.9669	OK

Berdasarkan Tabel A.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda minimum yaitu 1.969 detik.

A2. Prosedur Gaya Lateral Ekivalen

Berikut ini adalah perhitungan gaya lateral statik ekivalen dari masing-masing model.

- **Model 1**

Data Struktur:

$$S_{DS} = 0.879$$

$$S_{D1} = 0.913$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

$$T = 1.602$$

Tabel B.2: Perhitungan nilai C_s .

CS MIN	CS max	CS hit	CS Yg digunakan
0.039	0.110	0.071	0.071

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,071 karena nilai C_s hitungan terletak di interval C_s minimum dan C_s maksimum. Dengan menggunakan C_s yang digunakan, kemudian menghitung V_1 dengan menggunakan berat total struktur.

- $$V_x = C_s \times W_t$$

$$= 0,071 \times 5332187.675$$

$$= 378585.32 \text{ Kg}$$

$$= 3,710.14 \text{ kN}$$

Berikut juga dilampirkan distribusi gaya lateral untuk tiap lantai seperti tertera pada Tabel B.3.

Tabel B.3: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa.

Tingkat Lantai	Beban Total (W)	Tinggi (h)	W x h	CV _x	Fi
	(kg)	(m)	(kg.m)		kg
Lantai 1	461084.65	4	1844338.6	0.0137413	5202.25373
Lantai 2	461084.65	8	3688677.2	0.0274826	10404.51
Lantai 3	461084.65	12	5533015.8	0.0412239	15606.7612
Lantai 4	461084.65	16	7377354.4	0.0549652	20809.0149
Lantai 5	461084.65	20	9221693	0.0687065	26011.2686
Lantai 6	461084.65	24	11066031.6	0.0824478	31213.5224

Tabel B.3: *Lanjutan.*

Tingkat Lantai	Beban Total (W) (kg)	Tinggi (h) (m)	W x h (kg.m)	CV _x	Fi kg
Lantai 7	461084.65	28	12910370.2	0.0961891	36415.7761
Lantai 8	461084.65	32	14754708.8	0.1099304	41618.0298
Lantai 9	461084.65	36	16599047.4	0.1236717	46820.2835
Lantai 10	461084.65	40	18443386	0.137413	52022.5373
Lantai 11	461084.65	44	20287724.6	0.1511543	57224.791
<u>Atap</u>	260256.525	48	12492313.2	0.0930743	35236.5791
Total	5332187.675		134218660.8		378585.325

- **Model 2**

Data Struktur:

$$S_{DS} = 0.879$$

$$S_{DI} = 0.913$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

$$T = 1.602$$

Tabel B.4: Perhitungan nilai Cs.

CS MIN	CS max	CS hit	CS Yg digunakan
0.039	0.110	0.058	0.058

Nilai Cs yang digunakan adalah 0.058 karena nilai Cs hitungan terletak di interval Cs minimum dan Cs maksimum. Dengan menggunakan Cs yang digunakan, kemudian menghitung V_1 dengan menggunakan berat total struktur.

- $\bar{V} = V - \Delta V$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0.058 \times 7633787.56 = 442236.55 \text{ Kg}$$

$$\Delta V = \left[C_s - \tilde{C}_s \left(\frac{0.05}{\tilde{\beta}} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.3V$$

$$= [0.0629 - 0.0579 \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.4}] \times 5343651.3 \text{ kg} \leq 0.3 \times 442236.55$$

$$= 26891.7 \leq 132670.96 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

$$\tilde{V} = 442236.55 - 26891.7 = 415344.87 \text{ kg atau } 4074.53 \text{ kN}$$

Berikut juga dilampirkan distribusi gaya lateral untuk tiap lantai seperti tertera pada Tabel B.5.

Tabel B.5: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa.

Tingkat	Beban Total	Tinggi	W x h	Beban Total	CV x	Fi
Lantai	(W)	(h)				
	(kg)	(m)	(kg.m)	(kg)		kg
Basemen 2	388378.49	4	1553514.0	1941892.5	0.01	3580.93
Basemen 1	388378.49	8	3107027.9	3495406.4	0.01	6445.67
lantai 1	592684.84	12	7112218.1	7704902.9	0.03	14208.16
lantai 2	592684.84	16	9482957.4	10075642.3	0.04	18579.90
lantai 3	592684.84	20	11853696.8	12446381.6	0.05	22951.64
lantai 4	592684.84	24	14224436.2	14817121.0	0.06	27323.38
lantai 5	592684.84	28	16595175.5	17187860.4	0.07	31695.12
lantai 6	592684.84	32	18965914.9	19558599.7	0.08	36066.86
lantai 7	592684.84	36	21336654.2	21929339.1	0.09	40438.60
lantai 8	592684.84	40	23707393.6	24300078.4	0.10	44810.34
lantai 9	592684.84	44	26078133.0	26670817.8	0.11	49182.09
lantai 10	592684.84	48	28448872.3	29041557.2	0.12	53553.83
lantai 11	592684.84	52	30819611.7	31412296.5	0.13	57925.57
Atap	337497.34	56	18899851.0	19237348.4	0.08	35474.46
Total	7633787.5		232185456.	239819244.2		442236.55

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI

Nama : Fadhillah Khairul Rizal
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 20 September 1995
Agama : Islam
Alamat : JL. Medan-Binjai KM. 15.7, Dusun II, Deli Serdang
No. HP : 082210374682
Email : fkhairul.st@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1507210071
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

NO	TINGKAT PENDIDIKAN	LOKASI	TAHUN KELULUSAN
1	SD Negeri 010131	Kabupaten Asahan	2007
2	SMP Negeri 3	Kabupaten Asahan	2010
3	SMA Negeri 2	Kota Binjai	2013
4	Melanjutkan Studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2015 Sampai Selesai		

